



**UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO**

**PROPIEDADES DINAMICAS DEL EDIFICIO
DE LA RECTORIA
DE LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHIAPAS**

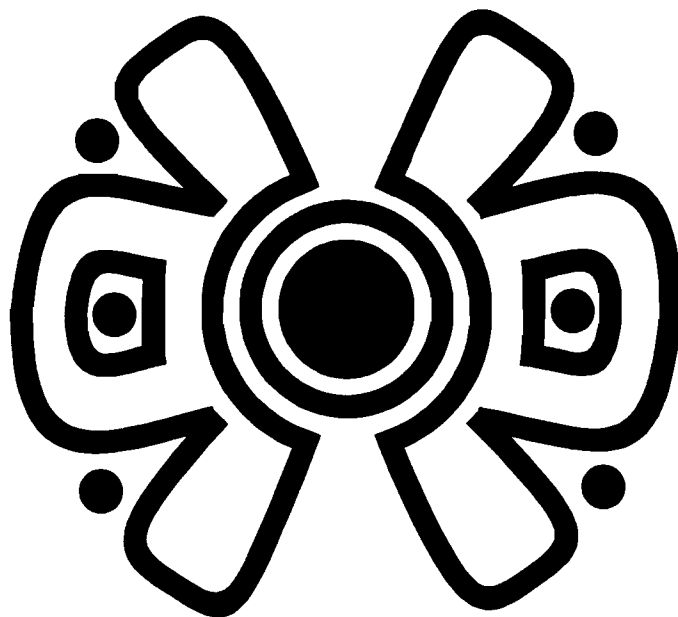
ING. JUAN MANUEL NAVA FERNANDEZ

TESIS

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

**AZCAPOTZALCO, MEXICO D.F.
MEXICO, OCTUBRE, 2003**



Donde fuiste a volar?
Sabias ser gente de preciosas plumas de quetzal
Donde el conocimiento te ha llevado
Que hay allá?
Que no te ha permitido regresar

INDICE

I. INTRODUCCION

II. ANTECEDENTES

II.1 VIBRACION AMBIENTAL Y FORZADA

II.2 MODELACION MATEMATICA

III. ASPECTOS GEOTECNICOS LOCALES Y SIMICIDAD REGIONAL

III.1 SISMICIDAD

III.2 PERIODO NATURAL DE VIBRACION DEL SITIO

III.3 REGISTROS ACELEROMETRICOS PREVIOS

IV. SISMO DEL 20 DE OCTUBRE DE 1995

IV.1 INFORMACION SISMOLOGICA

IV.2 CARACTERISTICAS DE LAS ESTACIONES

IV.3 INFORMACION ACELEROGRAFICA

V. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

V.1 ESTADO ANTES DEL SISMO

V.1.1 SUPERESTRUCTURA

V.1.2 SUBESTRUCTURA

V.2 ESTADO DESPUES DEL SISMO

V.2.1 EVALUACION DE DAÑOS

V.2.2. RECOMENDACIONES TEMPORALES DE SEGURIDAD

V.3 REFUERZO ESTRUCTURAL

V.3.1 CRITERIOS DEL REFUERZO

V.3.2 SUPERESTRUCTURA

V.3.3 SUBESTRUCTURA

V.4 ESTADO ACTUAL

VI. ETAPA EXPERIMENTAL

VI.1 OBTENCION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS

VI.1.1 MEDICION DEL PERIODO DE VIBRACION NATURAL
DE LA ESTRUCTURA

VI.2 EQUIPO UTILIZADO PARA LA MEDICION

VI.3 PROCEDIMIENTO DE REGISTRO

VI.4 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

VI.5 RESULTADOS

VI.5.1 ESTRUCTURA DAÑADA POR EL SISMO

VI.5.2 ESTRUCTURA REFORZADA

VII. MODELACION MATEMATICA

VII.1 PRIMERA PARTE. CALIBRACION DE LOS MODELOS

VII.1.1 CONSIDERACIONES PRINCIPALES DE ANALISIS

VII.1.2 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

VII.1.3 MODELADO DEL SISTEMA EN EL PROGRAMA SAP 2000

VII.1.3.1 MODELO CH1

VII.1.3.2 MODELO CH2

VII.1.4 RESULTADOS PRELIMINARES

VII.2 SEGUNDA PARTE. COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS MODELOS

VII.2.1 SISMO REGISTRADO

VII.2.2 MODELOS DEL ANALISIS DINAMICO

VII.2.2.1 MODELO 1

VII.2.2.2 MODELO 2

VII.2.2.3 MODELO 3

VII.2.2.4 MODELO 4

VII.2.2.5 MODELO 5

VII.2.2.6 MODELO 6

VII.2.3 RESULTADOS FINALES

VIII. CONCLUSIONES

IX. APENDICE

X. BIBLIOGRAFIA

I. INTRODUCCION

En el presente trabajo de tesis se estudia el comportamiento dinámico de una estructura dañada por un movimiento sísmico y reforzada posteriormente. El edificio en estudio es la Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas, en Tuxtla Gutiérrez.

El 20 de octubre de 1995 se originó en la zona central del Estado de Chiapas un sismo cuya magnitud fue de 6.3 grados Richter. La estación acelerográfica XC, perteneciente a la Red Inter-universitaria de Instrumentación Sísmica, ubicada en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Autónoma de Chiapas, registró el sismo observándose una aceleración máxima de 442 gals, en la dirección este-oeste.

Este sismo ocasionó daños importantes en estructuras de mampostería y de concreto reforzado de baja altura, en ciudades como Tuxtla Gutiérrez y Villaflores. Una de las tantas construcciones dañadas por este evento fue el edificio de la Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas. Ocurrieron daños importantes en elementos estructurales, lo que provocó que el edificio estuviera fuera de servicio. Posteriormente, se llevó a cabo un proyecto de refuerzo de la estructura, para garantizar su adecuado comportamiento ante una excitación sísmica.

En una primera etapa de estudio efectuado por Aguilar J. *et al.*, 2002, se realizaron mediciones de vibración ambiental en diferentes sitios con el propósito de obtener los períodos naturales de vibración correspondientes a la estructura dañada. Del mismo modo, se repitió el proceso para estudiar la estructura reforzada. Finalmente, según la información obtenida se pudo conocer el cambio de rigidez en la estructura debido al refuerzo de la misma.

Posteriormente, en el presente trabajo de tesis se reunieron los elementos necesarios de anteriores etapas de estudio, y efectuar una modelación matemática del sistema en un programa de análisis estructural, el SAP 2000; con el fin de complementar el estudio del comportamiento del sistema. El modelado por computadora se efectuó de tal manera que representara lo más cercanamente posible a las características de la estructura real debido a la calibración del modelo del sistema con parámetros dinámicos experimentales como son los períodos de vibración de la estructura correspondientes al estado dañado y reforzado.

Finalmente se pudo conocer de una manera más integral y completa el comportamiento estructural de la Rectoría de la UNACH, antes y después del sismo; así mismo se pudo evaluar el refuerzo definitivo de la estructura, en el estado que se encuentra en la actualidad ante posibles sismos posteriores, de acuerdo a criterios dinámicos y de resistencia.

II. ANTECEDENTES

II.1 VIBRACION AMBIENTAL Y FORZADA

En años recientes, un método de instrumentación de estructuras basado en vibraciones inducidas por micro-temblores y viento ha sido empleado para medir los períodos fundamentales de los edificios.

El estudio de tales vibraciones se concentra en el registro y análisis de los movimientos oscilatorios de los cuerpos y a las fuerzas asociadas con ellas. El sistema bajo vibración libre vibrará a una o más de sus frecuencias naturales, que como propiedades de un sistema dinámico, dependen de la distribución de su masa y rigidez. Por lo tanto, todo sistema que posea masa y elasticidad es capaz de vibrar libremente, tales sistemas poseen frecuencias o períodos naturales de vibración.

Todos los sistemas vibratorios están sometidos a cierto grado de amortiguamiento puesto que la energía se disipa por fricción y por otros factores. Si el amortiguamiento es pequeño, característico de estructuras de concreto; éste tiene escasa influencia sobre las frecuencias naturales del sistema y, por consiguiente, los cálculos de las frecuencias naturales se hacen generalmente ignorando el amortiguamiento.

La aplicación de pruebas de vibración resulta ser útil para evaluar los cambios en las características dinámicas de edificios rehabilitados o reestructurados.

El método experimental de medición por vibración ambiental consiste en medir las vibraciones en las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como lo son las producidas por el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos, con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en los inmuebles. El método experimental por vibración forzada consiste en medir las vibraciones en las estructuras producidas por excitaciones o fuerzas externas de mayor amplitud.

Los movimientos inducidos en las pruebas de vibración forzada son varias veces mayores que los registrados en vibración ambiental, por lo que existe la posibilidad de que los métodos mencionados puedan dar resultados diferentes si la estructura es llevada más allá de su comportamiento elástico. Sin embargo, las dos técnicas dan resultados mutuamente consistentes y similares para la mayoría de los casos, (Mihailo D. Trifunac, 1972).

Un objetivo común de los métodos mencionados es conocer las propiedades dinámicas de estructuras de escala natural. Estas propiedades incluyen frecuencias y modos de vibración. El conocimiento de estas propiedades es esencial para entender e interpretar la respuesta estructural durante un movimiento del terreno producido por un sismo fuerte, durante la excitación del viento, y también para comparar observaciones con resultados teóricos.

La técnica de vibración ambiental es un método efectuado a bajos niveles de excitación con adecuada precisión, utilizada para determinar las formas modales y frecuencias de vibración.

Otra importante aplicación para la ingeniería estructural se basa en pruebas de vibración forzada. Durante estas pruebas la estructura es excitada con uno o más aparatos que inducen vibraciones a la estructura teniendo preciso control de la frecuencia. Estos aparatos han sido probados exitosamente para varias estructuras diferentes, incluyendo presas, reactores nucleares y varios diferentes edificios y estructuras especiales.

Sin embargo, debe existir especial precaución al efectuar este tipo de prueba debido a que cuando la excitación es oscilatoria, el sistema está obligado a vibrar a la frecuencia de excitación. Si ésta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema, reproduce el fenómeno de resonancia y ocurren así oscilaciones grandes al amplificarse considerablemente la respuesta dinámica del sistema. De este modo el fenómeno produce desplazamientos considerables que pueden afectar la integridad de la estructura.

En muchos estudios dinámicos modernos, a pesar de que están dirigidos a adquirir información que complementen el diseño de estructuras resistentes a sismos, y que todavía se basan en la teoría de elasticidad lineal, los resultados de las vibraciones de pequeña amplitud pueden ser utilizados para verificar y mejorar varias consideraciones involucradas en la construcción de modelos matemáticos dinámicos de estructuras.

Los estudios teóricos de estructuras resistentes a sismos tenderán en un futuro a enfocarse al cálculo basado en relaciones elasto-plásticas y otras relaciones no lineales de fuerza-deformación. En este caso, ante movimientos intensos, los modos y los períodos naturales de la estructura pueden ser diferentes a aquellos determinados por la teoría lineal convencional o por experimentos basados en vibraciones forzadas de bajo nivel, vibraciones de micro-temblores o por viento. De todos modos, la información obtenida a partir de mediciones de baja amplitud en las propiedades estructurales será muy valiosa, ya que podrán servir como puntos de referencia para cálculos más complejos, (Murià Vila *et al.*, 1997).

Una comparación entre las mediciones obtenidas por vibración ambiental y forzada demuestra que es posible determinar con precisión adecuada las frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento de edificios típicos modernos. A pesar de que ambos se basan en mediciones de pequeños niveles de excitación, comparado con movimientos sísmicos severos, dan información que es aplicable bajo la teoría de elasticidad en el análisis estructural. Del mismo modo, las formas modales obtenidas por vibración ambiental y forzada, muestran coincidencia en los resultados para ambos métodos de medición.

II.2 MODELACION MATEMATICA

Los períodos naturales de vibración dependen de las características de los sistemas estructurales. Existen consideraciones de análisis generales que deben asumirse para lograr una modelación matemática representativa de las estructuras.

El diseño de edificios requiere el uso de modelos matemáticos para predecir el comportamiento dinámico que manifestarán durante su vida útil; comúnmente, en ellos se consideran ciertas hipótesis que involucran incertidumbres en su comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los que destacan los efectos de interacción suelo-estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de los elementos no estructurales, entre otros. El considerar en forma errónea la participación de estos aspectos estructurales puede conducir a estimaciones poco confiables de los períodos de vibración y amortiguamientos naturales de los edificios, debido a que son parámetros importantes que gobiernan la respuesta dinámica de los mismos.

Es por esto que es necesario tomar en cuenta con el mayor detalle posible las características estructurales y no estructurales para lograr una buena correlación entre las características dinámicas obtenidas teórica y experimentalmente.

La obtención de las características dinámicas de edificios reales permite evaluar los modelos teóricos existentes y las hipótesis introducidas en el modelado; de este modo, se pueden calibrar correctamente los modelos para que sean capaces de reproducir la respuesta lineal ante acciones dinámicas. La calibración correcta se obtiene comparando las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos contra las propiedades identificadas a partir de los registros experimentales.

Para la modelación matemática de las estructuras, generalmente es necesario emplear programas de análisis lineal con los cuales se puede idealizar la estructura.

Dentro de las consideraciones de análisis más importantes para una idealización representativa del comportamiento lineal son, (Murià D. *et al*, 1995):

- Las propiedades geométricas de los elementos estructurales con materiales compuestos se calculan a partir de secciones transformadas.
- Sección agrietada en vigas para edificios en que se observen agrietamientos en trabes y losas.

- Los muros de mampostería que no estén adecuadamente desligados contribuyen en la rigidez lateral del sistema.
- En el caso de estructuras de concreto los módulos de elasticidad deben establecerse de acuerdo con los niveles de esfuerzo.
- La existencia de zonas rígidas en la unión viga-columna.
- La presencia de pretiles y dinteles.
- El acoplamiento de la losa con las vigas incrementa la inercia de la sección.
- Escaleras y rampas de estacionamiento que contribuyan con la rigidez.
- Las concentraciones significativas de carga muerta en una planta deben considerarse en el cálculo de los momentos de inercia de masa.
- En edificios desplantados en suelos blandos es necesario tomar en cuenta la flexibilidad del suelo. Además, para estructuras muy rígidas hay que considerar la capacidad de disipación de energía del suelo.

Cuando se efectúan vibraciones de tipo ambiental o de excitación forzada, usualmente se asume que la estructura se puede aproximar a un sistema unidimensional, lineal, amortiguado, discreto o continuo.

Las relaciones para estimar los períodos fundamentales de vibrar se vuelven más sensibles y complejas según las características de los suelos donde están desplantados, y de las estructuras conforme se incrementa el número de niveles, la densidad de muros y la altura del edificio.

Las correlaciones logradas entre las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos elásticos y los valores experimentales muestran que se puede lograr una adecuada concordancia, siempre y cuando se consideren todos los elementos estructurales y los llamados no estructurales que contribuyen significativamente en la rigidez y masa de la estructura, de lo contrario se pueden presentar diferencias significativas entre dichas características, (Murià Vila *et al.*, 1997).

III. ASPECTOS GEOTECNICOS LOCALES Y SISMICIDAD REGIONAL

El Estado de Chiapas es una de las zonas en México con mayor sismicidad, junto con Oaxaca, Michoacán y Guerrero. La ciudad de Tuxtla Gutiérrez se encuentra en el flanco meridional del Sinclinal. A principios del cuaternario en el valle de Tuxtla Gutiérrez se depositaron sedimentos clásticos continentales producto de la erosión de las rocas preexistentes. Los últimos acontecimientos geológicos están representados por los depósitos aluviales que se encuentran a lo largo del río Sabinal, que discurre de poniente a oriente hasta desembocar en el cañón del Sumidero, en las cercanías de Tuxtla Gutiérrez.

En el noroeste de la ciudad se presentan calizas que de acuerdo con el plano geológico de la región pertenecen a la Formación Angostura y se extienden también a la zona noreste. Existe una formación terciaria constituida por una serie de areniscas con gravilla y lutitas calcáreas, que probablemente se depositaron en el Eoceno a consecuencia de los levantamientos que ocurrieron en la región y que recubren concordantemente a las calizas. El contacto entre los depósitos aluviales y los clásticos continentales no está bien definido. En algunos lugares se observan limos con gravillas o areniscas con gravilla, por ejemplo en el contacto con esta formación y las calizas, sobre la carretera a San Fernando, localidad ubicada al noroeste de la ciudad.

III.1 SISMICIDAD

Toda la superficie del estado se encuentra bajo la influencia de focos activos asociados tanto a la subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa de Norteamérica, como a focos continentales, donde se han generado movimientos intensos, como los sismos de 1902 ($M_s=7.8$), 1935 ($M_s=7.3$), 1949 ($M_s=6.5$), 1968 ($M_s=6.0$), 1970 ($M_s=5.6$) y 1995 ($M_b=6.3$).

Se observa que en Chiapas además de la existencia de focos someros tanto en el estado como frente a sus costas, hay una marcada tendencia a presentar focos cuya profundidad alcanza límites no encontrados en otras regiones de México; en Chiapas predominan focos de 100 km, llegando hasta los 300 km. La mayor concentración de epicentros observados en la carta sísmica del estado se ubican en la región cercana a Guatemala y frente a las costas del Pacífico, en El Soconusco; pero en otras zonas de Chiapas, aunque sea menor la cantidad de epicentros, los movimientos han sido importantes.

III.2 PERIODO NATURAL DE VIBRACION DEL SITIO

La ciudad de Tuxtla se puede identificar geográficamente por tres zonas:

- a) El norte de la ciudad por una zona de pendiente fuerte, donde existe un marcado desarrollo urbano reciente de carácter habitacional.
- b) El sur y sur-oriente, con una pendiente suave, hacia donde se dirige el crecimiento moderno de la ciudad.
- c) El centro del valle por una zona plana, constituida por terrenos aluviales de buena calidad e históricamente ocupada por la población.

El edificio de Rectoría se encuentra localizado en la zona sur-oeste de la ciudad, sobre una elevación topográfica consistente de suelo firme, en la colina universitaria, ubicada en el Campus I de la Universidad. En la figura 1 se muestra la Rectoría de la UNACH.

Debido a un convenio efectuado entre la Universidad Autónoma de Chiapas y la Universidad Autónoma Metropolitana celebrado en 1994, cuyo objetivo es estudiar dentro de diversas actividades el riesgo sísmico de la ciudad y proponer parámetros para el diseño sismorresistente de las construcciones, se obtuvieron experimentalmente los períodos de vibración de la ciudad por mediciones de vibración ambiental efectuadas en la zona urbana. El período más alto encontrado en la ciudad, 0.33 seg, corresponde a la parte más baja del valle, en tanto que el más bajo es de 0.11 seg, ubicada en el norte de la ciudad.

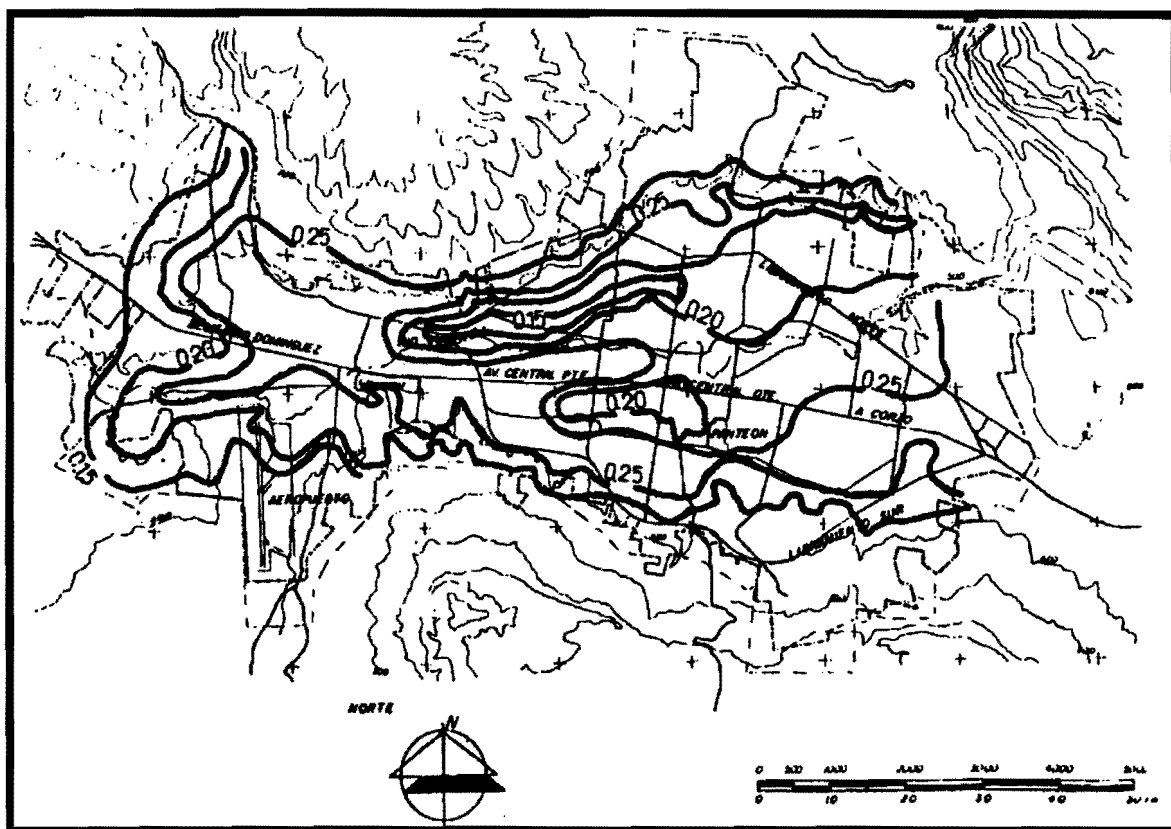
En la Escuela de Ingeniería en el Campus Universitario, la cual se ubica en la parte inferior de la colina universitaria caracterizada por un suelo del tipo limoso, el período de vibración obtenido fue de 0.23 seg.

En vista que no se encontraron en la ciudad períodos de vibración superiores a 0.33 seg, se considera al suelo del área urbana de la ciudad como de terreno firme, extendiéndose las fronteras de esta zonificación al límite del crecimiento urbano de la ciudad. En la figura 2 se muestran las curvas de isoperíodos para la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

Figura 1. Rectoría General de la UNACH en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas



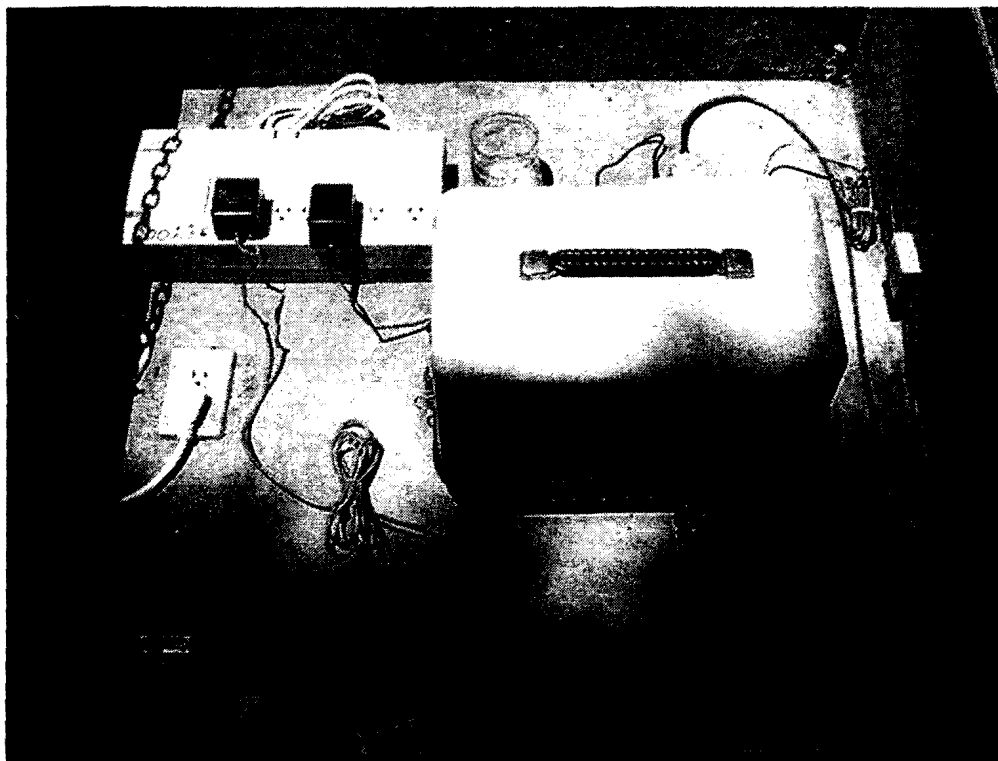
Figura 2. Curvas de isoperíodos para la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.



III.3 REGISTROS ACELEROMETRICOS PREVIOS

De acuerdo con la historia sísmica de la región, en el año de 1902 ocurrió el sismo que mayores daños ha ocasionado a la ciudad de Tuxtla Gutiérrez y a otras poblaciones del estado ($M_s=7.8$). Antes de 1995 no se contaba con registros instrumentales de sismos importantes en Tuxtla Gutiérrez; sin embargo, el sismo presentado en octubre de 1995 ($M_b=6.3$), cuyo epicentro se localizó a 40 km de Tuxtla Gutiérrez, fue registrado por una estación acelerográfica instalada por la Red Inter-universitaria de Instrumentación Sísmica, figura 3.

Figura 3. Estación XC en la Facultad de Ingeniería de la UNACH en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas



IV. SISMO DEL 20 DE OCTUBRE DE 1995.

El sismo fue registrado por cuatro estaciones acelerométricas de la Red Interuniversitaria de Instrumentación Sísmica, localizadas en las ciudades de Chilpancingo, Guerrero; dos en Puebla, Puebla, y una en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. En la figura 4 se muestra la localización epicentral.

La RIIS contaba en esa fecha con 12 estaciones acelerométricas, de las cuales sólo cuatro registraron el sismo. En la tabla 1 se indican las coordenadas geográficas de las cuatro estaciones de la red que registraron el evento y sus correspondientes abreviaciones.

En la figura 6 se muestra la localización de las estaciones de la RIIS que registraron el evento y en la 7 se muestra la ubicación de la estación XC en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.

IV.1 INFORMACION SISMOLOGICA

El sismo se generó el 20 de octubre de 1995 a las 20:39 hrs, hora local (21 de octubre a las 2:39 GMT), en las cercanías de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. Sus coordenadas epicentrales fueron 16.89° de latitud Norte y 93.45° de longitud Oeste, la profundidad estimada fue de 161 km y la magnitud 6.3 Mb, (7.3 Mw). En la figura 5 se puede observar la carta sísmica del estado de Chiapas desarrollada por Figueroa, (1974).

IV.2 CARACTERISTICAS DE LAS ESTACIONES

Los aparatos utilizados en las estaciones de la RIIS son acelerómetros digitales Kinematics SSA-2, diseñados para la medición de movimientos fuertes del terreno. Las características generales de dichos aparatos se resumen en la tabla 2.

Figura 4. Localización epicentral del sismo del 20 de Octubre de 1995.

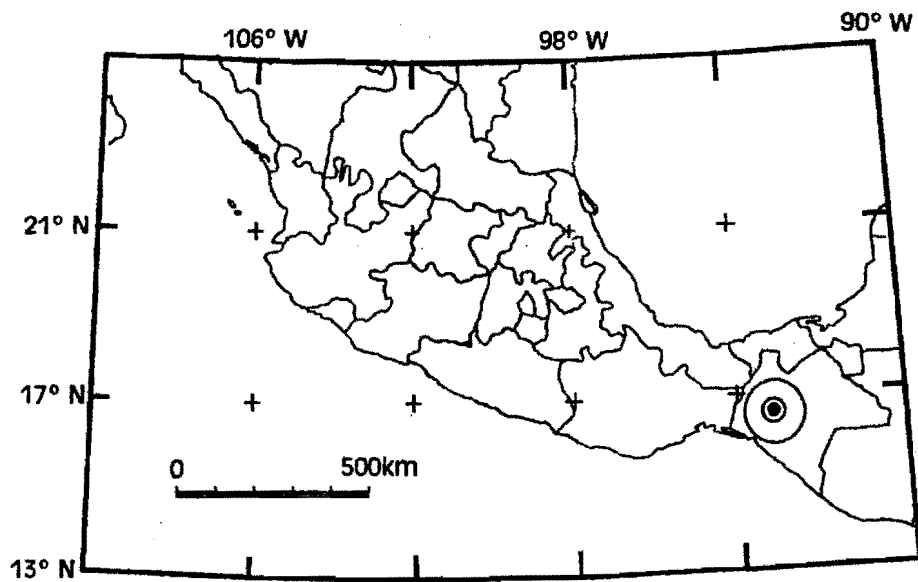


Figura 5. Carta sísmica del estado de Chiapas.

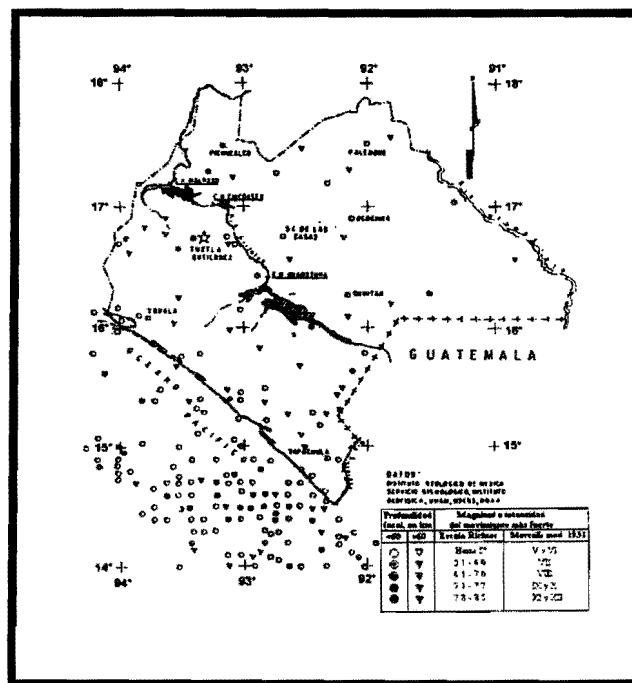


Figura 6 Localización de las estaciones de la RIIS que registraron el evento

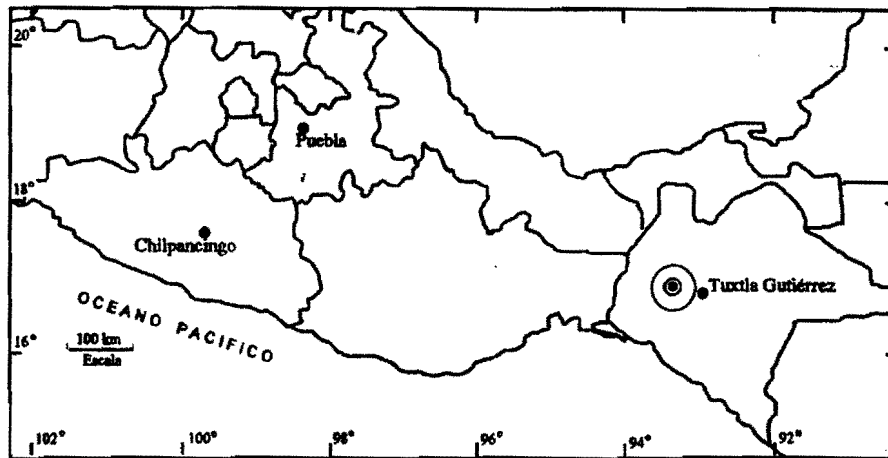


Figura 7 Localización de la estación XC en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

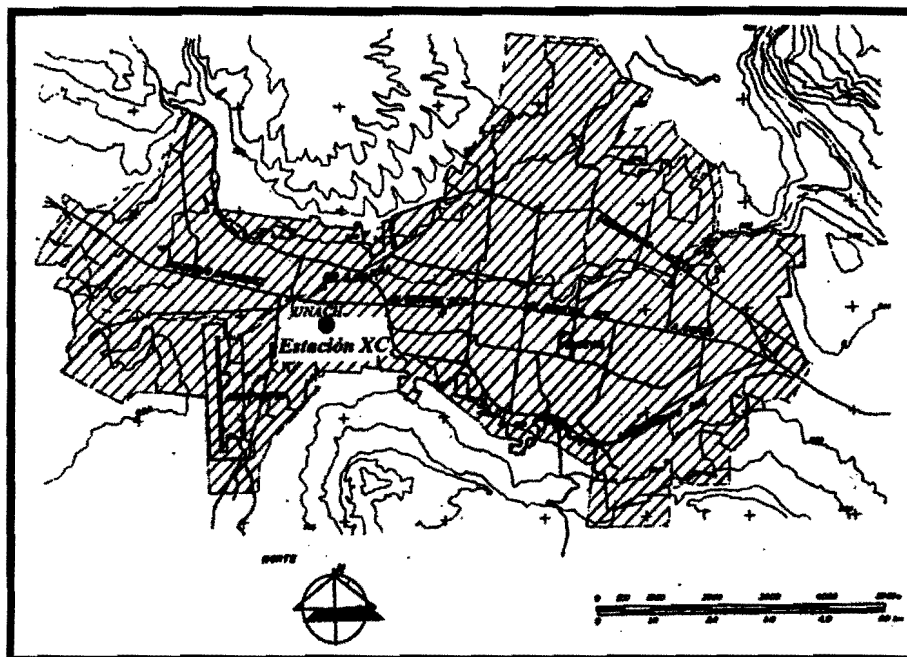


Tabla 1. Localización de las estaciones de la RIIS.

ESTACION			Tipo de Suelo
Clave	Localización	Coordenadas	
XC	Estación Central UNACH Facultad de Ing. UNACH Tuxtla Gutiérrez (Chiapas)	16.75 N (Lat.) 93.16 O (Long.) 530 msnm	Calizas
CC	Estación Central UAG Facultad de Ing. – UAG Chilpancingo (Guerrero)	17.54 N (Lat.) 99.50 O (Long.) 1222 msnm	Arcilloso
PB	Estación San Baltasar Calle de Lago # 6136 Puebla (Puebla)	19.01 N (Lat.) 98.21 O (Long.) 2100 msnm	Arcilloso-arenoso
PC	Estación Central UPAEP 21 Sur # 1103 Puebla (Puebla)	19.05 N (Lat.) 98.22 O (Long.) 2126 msnm	Roca caliza fragmentada

Tabla 2. Características de las estaciones de la RIIS.

Fabricante	Kinematics, Inc. (EEUU)
Modelo	SSA-2 (Digital)
Medio de grabación	Memoria de estado sólido
Rango	± 1000 gal (± 2000 gal)
Frecuencia natural nominal	50 Hz
Amortiguamiento nominal	70 % del crítico
Frecuencia de muestreo	200 muestras por segundo
Resolución	12 bits
Capacidad de grabación	10 min. Estándar
Memoria de pre-evento	0 a 15 segundos
Memoria de post-evento	0 a 90 segundos
Umbral de disparo	Ajustable de 1 a 10 gals
Voltaje de alimentación	11 a 14 V

IV.3 INFORMACION ACELEROGRAFICA

Los acelerogramas que a continuación se mencionan se encuentran en la publicación de la RIIS, (Sordo E. *et al.* 1995), relacionada con el Sismo del 20 de octubre de 1995, los cuales se encuentran corregidos por el método CALTECH (Trifunac y Lee, 1989), por línea base y filtrado pasabanda.

En la figura 8 se muestran las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos en la dirección este-oeste de la estación CC ubicada en la Estación Central de la UAG en Chilpancingo, Guerrero. La aceleración máxima registrada fue de - 6.74 gals, y un desplazamiento máximo de 0.351 cm.

En la figura 9 se muestran las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos en la dirección norte-sur de la estación PB ubicada en la Estación San Baltasar en Puebla, Puebla. La aceleración máxima registrada fue de 4.208 gals, y un desplazamiento máximo de 0.246 cm.

En la figura 10 se muestran las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos en la dirección este-oeste de la estación PC ubicada en la Estación Central UPAEP en Puebla, Puebla. La aceleración máxima registrada fue de 3.128 gals, y un desplazamiento máximo de 0.086 cm. La duración del evento fue menor que la registrada en otras estaciones debido al tipo de suelo de la zona, (roca caliza fragmentada).

En la figura 11 se muestran las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos en la dirección este-oeste de la estación XC ubicada en la Estación Central UNACH en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. La aceleración máxima registrada fue de 442 gals, y un desplazamiento máximo de 1.373 cm.

De las figuras mencionadas anteriormente correspondientes a las historias de aceleraciones de las estaciones ubicadas en Chilpancingo, Puebla, Puebla, Chiapas respectivamente, se puede observar que las aceleraciones, velocidades, y desplazamientos máximos registrados por la estación ubicada en la Facultad de Ingeniería de la UNACH son definitivamente superiores a las registradas en otras localidades. La duración crítica del sismo es aproximadamente de 25 seg.

El registro con mayores aceleraciones es el correspondiente a la dirección Este-Oeste, figura 11; aunque el registro de la dirección Sur-Norte es muy similar en su forma y magnitudes de aceleración, velocidad y aceleración, figura 13. El registro de la componente vertical del sismo, figura 12, muestra que la magnitud máxima de la aceleración es inferior que la máxima registrada para la componente dirección Sur-Norte.

Finalmente, la figura 14 muestra el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleraciones para sistemas de un grado de libertad con amortiguamiento del 0, 2 y 5 por ciento del crítico, para períodos de 0.01 a 3.5 segundos, en intervalos de 0.10 segundos.

Se puede observar en la misma figura que las mayores pseudoaceleraciones se presentan en las componentes horizontales. El período predominante de la zona de amplificación del espectro para las componentes horizontales se ubica en 0.20 seg, lo cual es un período corto y concuerda con el período del suelo registrado por vibración ambiental.

Figura 8. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación CC-N90E, (Este-Oeste), Chilpancingo.

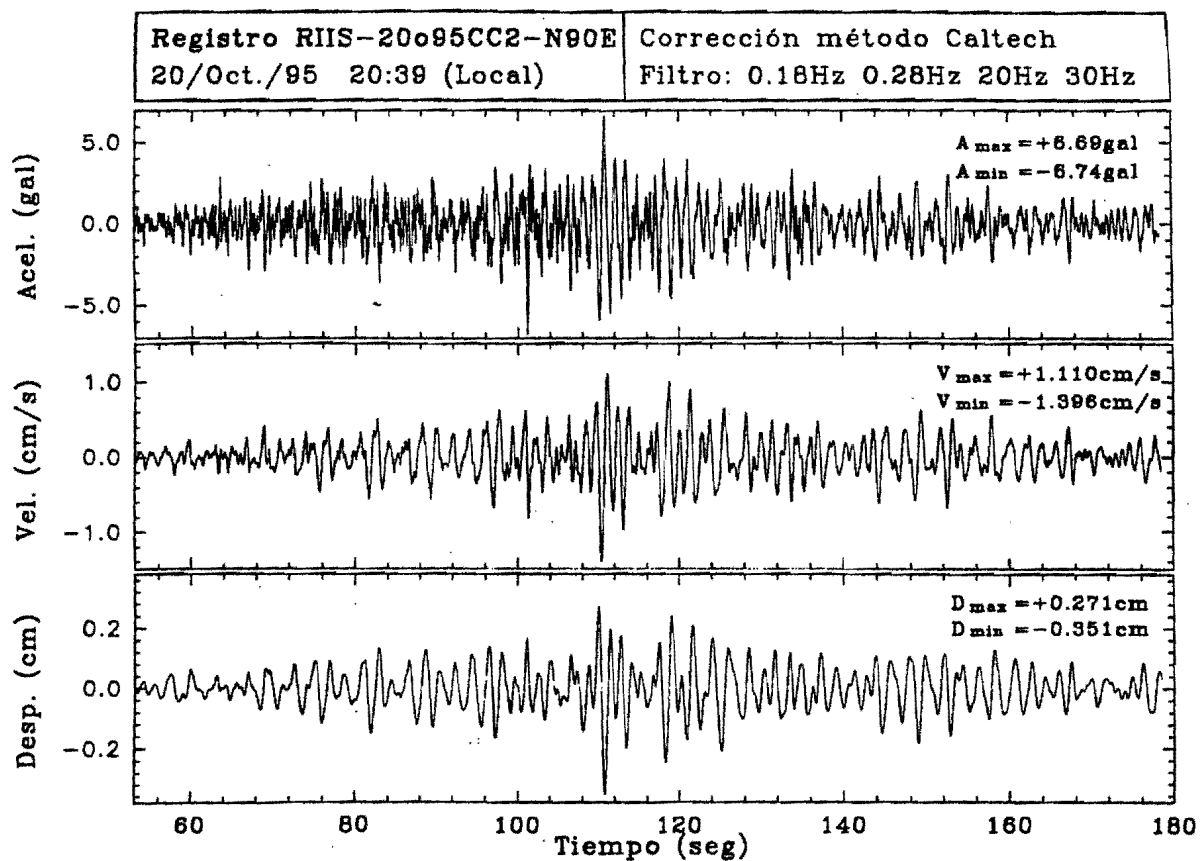


Figura 9. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación PB-N00E, (Norte-Sur), Puebla.

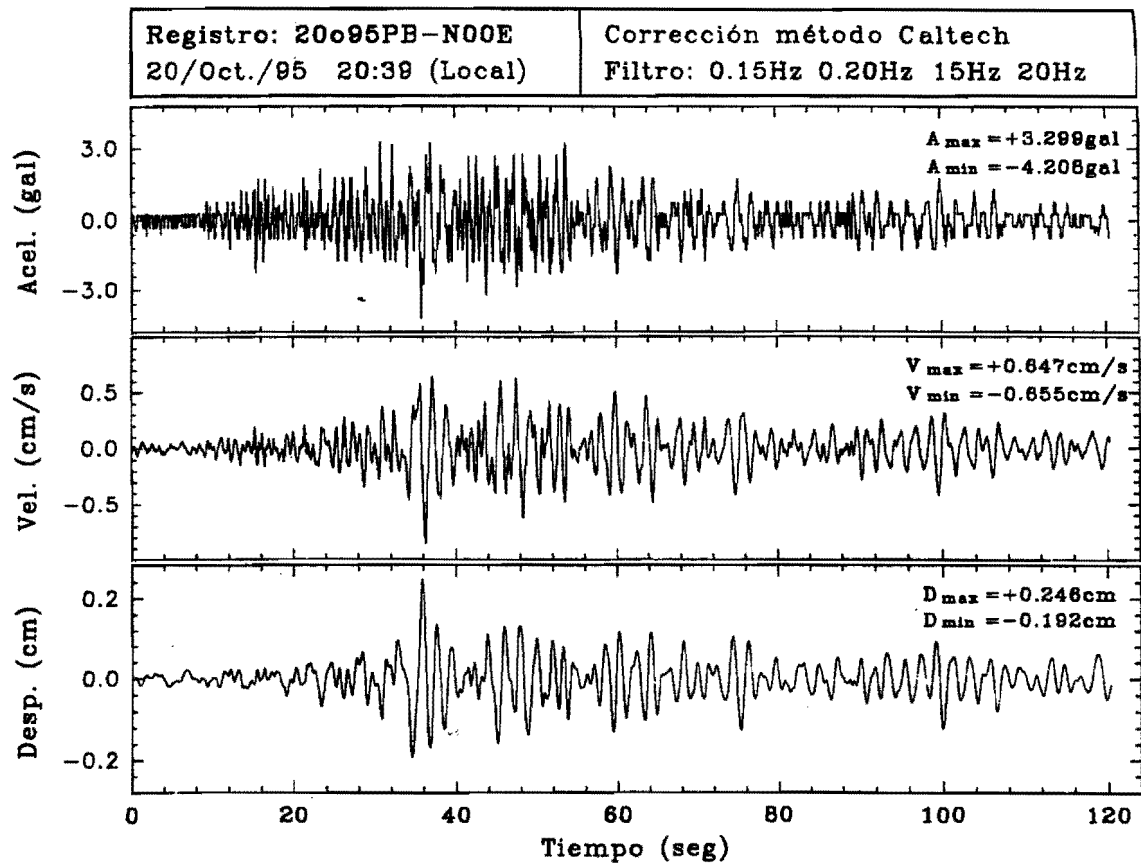


Figura 10. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación PC-N90E, (Este-Oeste), Puebla.

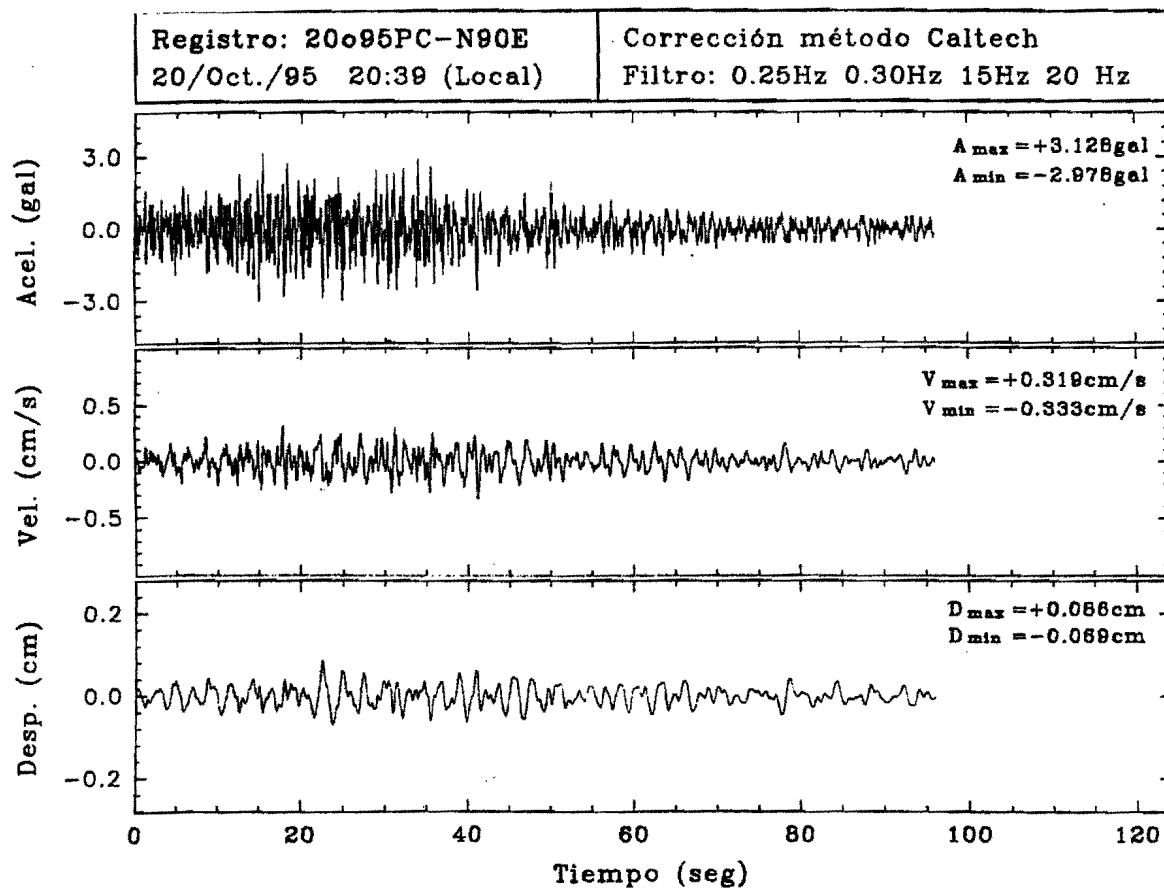


Figura 11. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación XC-N900, (Este-Oeste), Chiapas.

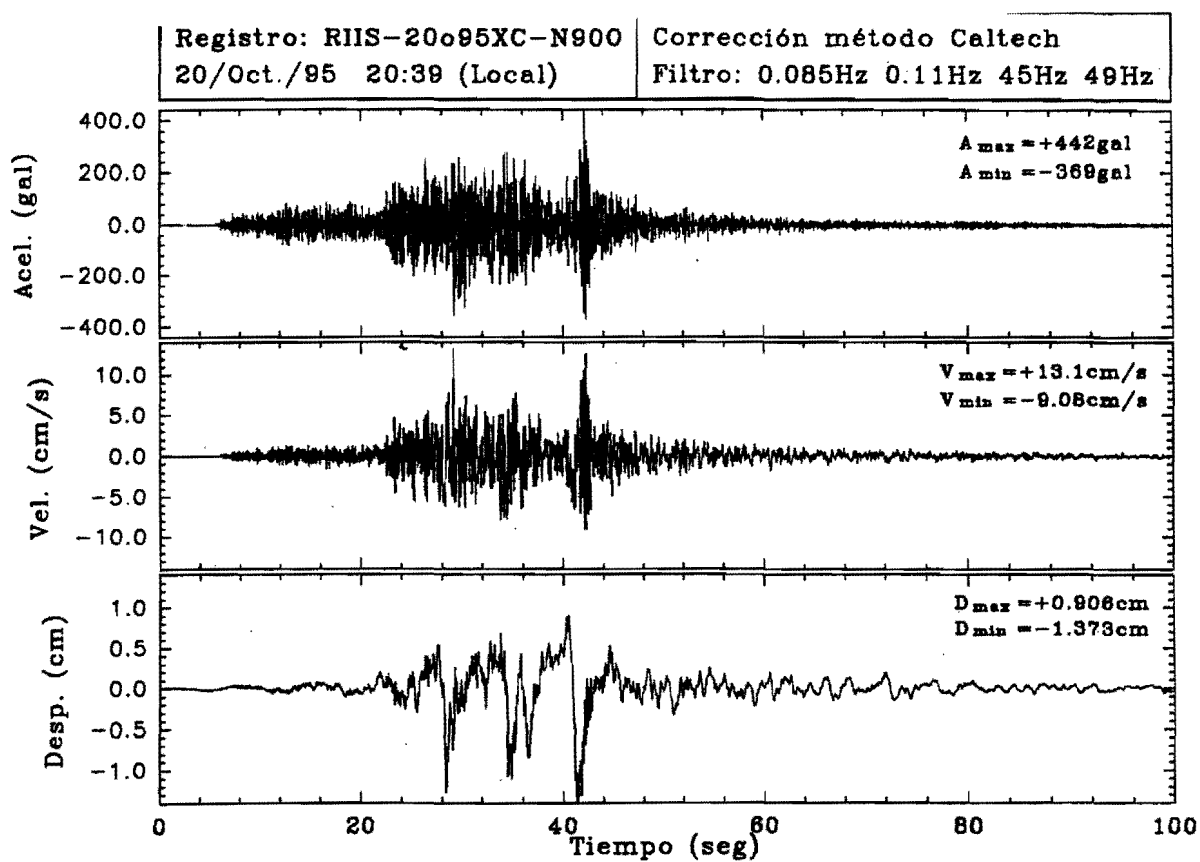


Figura 12. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación XC-Vertical, Chiapas.

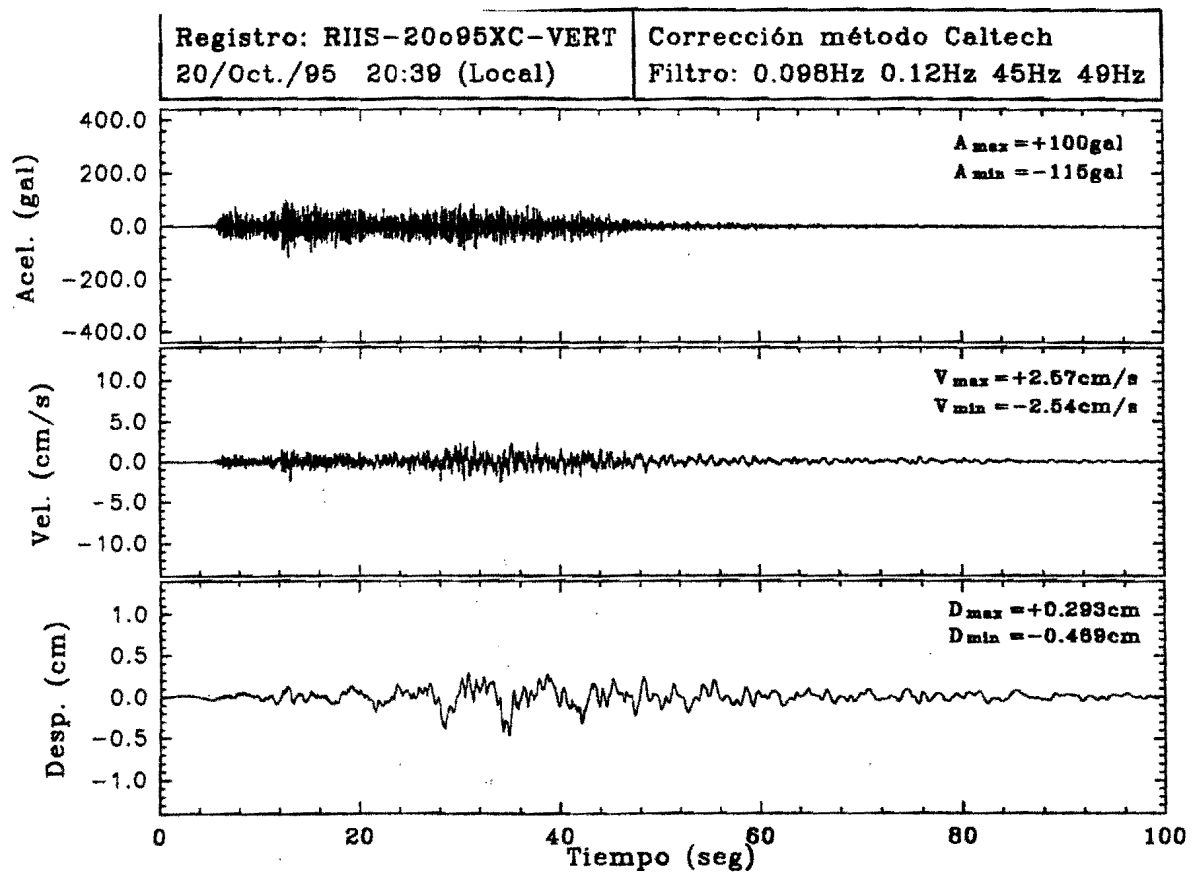


Figura 13. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos corregidos para la estación XC-S00E, (Norte-Sur), Chiapas.

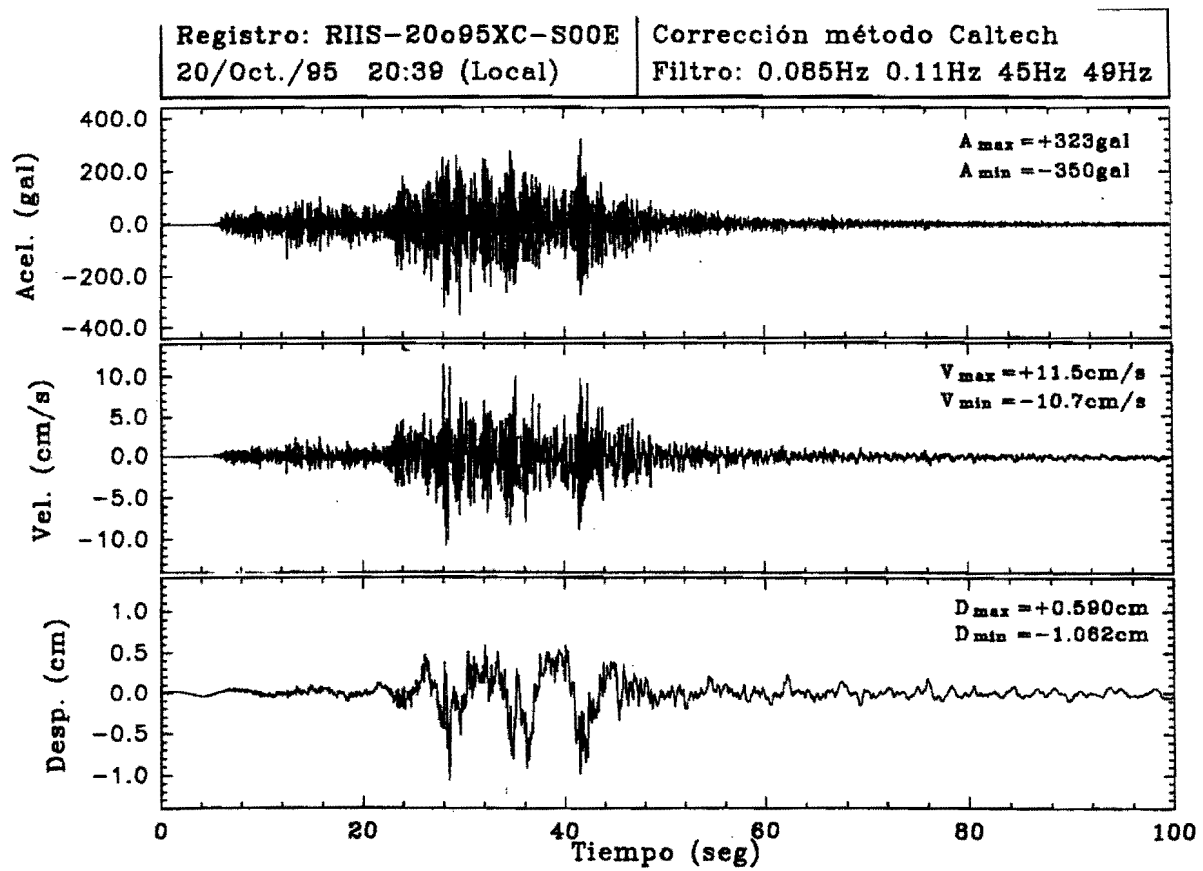
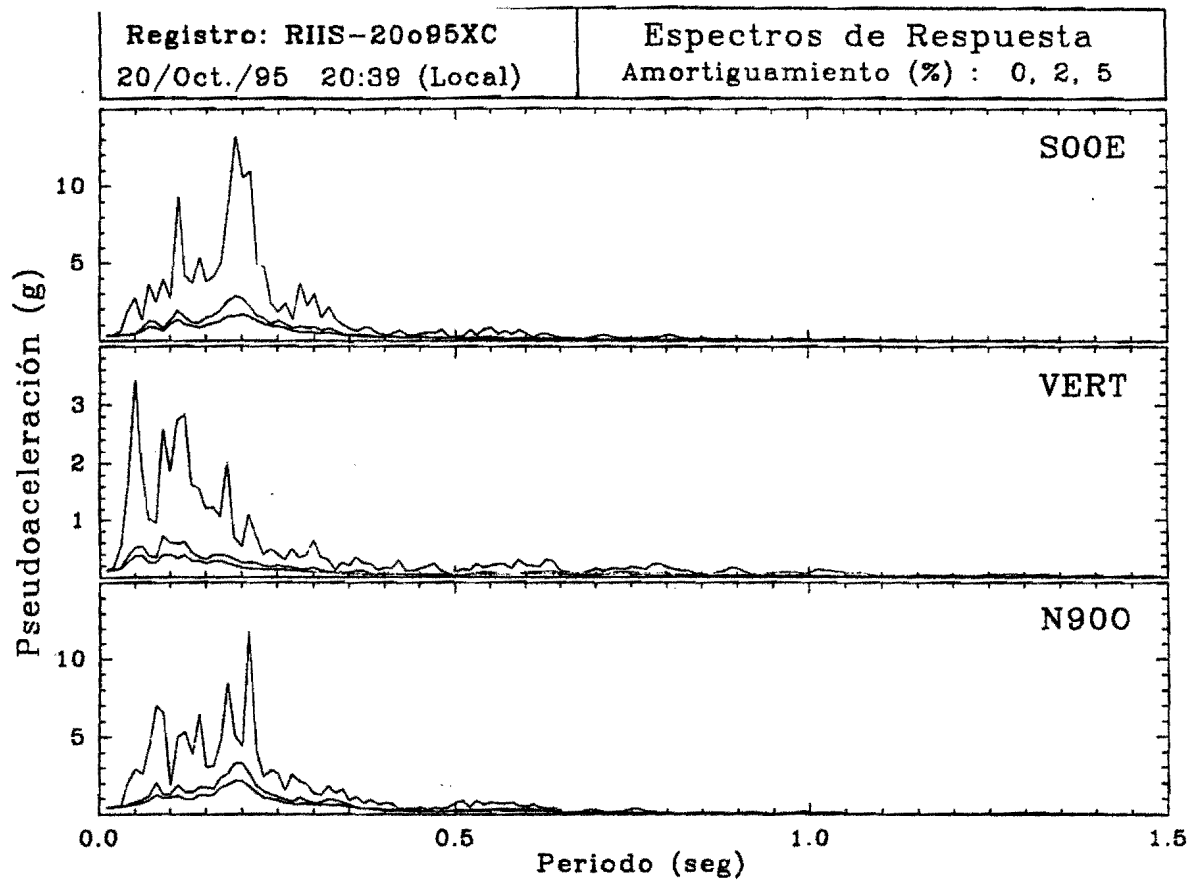


Figura 14. Espectros de respuesta elásticos para la estación XC
en Tuxtla Gutiérrez-Ciudad Universitaria (XC).

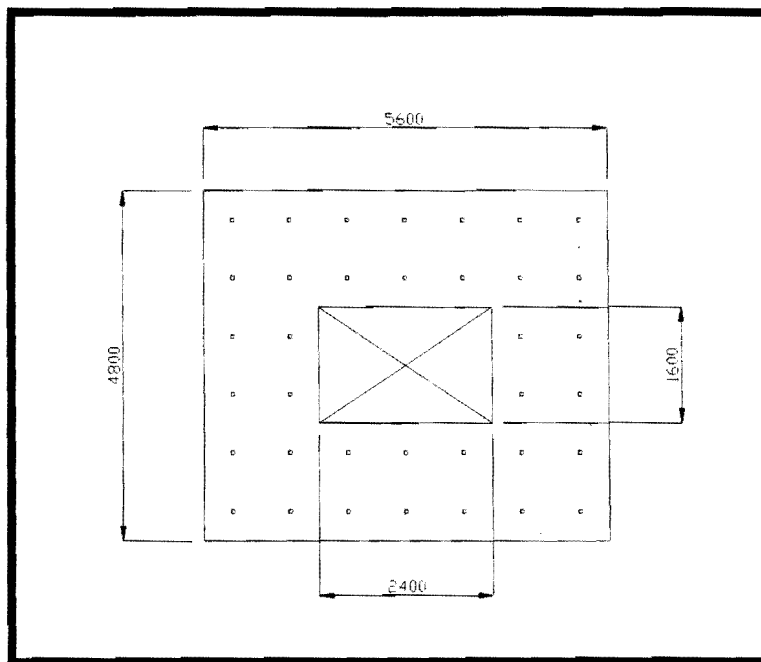


V. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El edificio de Rectoría de la UNACH es una estructura de un solo nivel. La planta está conformada por una geometría rectangular con una oquedad de la misma forma en el centro. Las dimensiones exteriores son de 48x56 m, y las interiores de 16x24 m. Las longitudes entre los ejes de la columna son de 8 m en ambas direcciones, y con dos voladizos de 4 m en los extremos de ambas direcciones, (Figura 15).

La estructuración se conforma por columnas cuadradas que soportan una losa plana aligerada.

Figura 15. Geometría rectangular de la estructura en planta.



En su base, la estructura se sustenta por un sistema de zapatas aisladas de planta cuadrada en las que descansan dados que sirven como puntos de unión a las traveses de liga que rigidizan a la cimentación.

V.I ESTADO ANTES DEL SISMO

La Rectoría de la UNACH es una edificación destinada al uso de oficinas construida a finales de la década de los setentas.

Debido a que no se cuenta con la memoria de cálculo, no es posible identificar si el diseño del edificio tuvo como base algún análisis sísmico, así como qué criterios de reglamentación se aplicaron. En esa época, el coeficiente de diseño sísmico lo especificaban el Reglamento del D.F. y el Manual de Diseño de la C.F.E., ya que en la ciudad no existía algún código o investigación local que propusiera alguno.

La única información existente sobre la distribución de los elementos estructurales, así como su refuerzo y detallado son unos planos que a continuación se mencionan y se incluyen en el Apéndice A.

- a) Plano E-1, (Cimentación).
El cual brinda información sobre la distribución y refuerzo de elementos como las columnas, dados, trabes de liga y zapatas.
- b) Plano E-2, (Losa de Azotea).
El cual muestra la planta de la azotea constituida por las diferentes nervaduras y sus respectivos armados.
- c) Plano E-3, (Notas de muros desligados y losas aligeradas).
El cual proporciona principalmente información sobre el desligue de muros divisorios de mampostería, ubicados únicamente en la zona de baños.

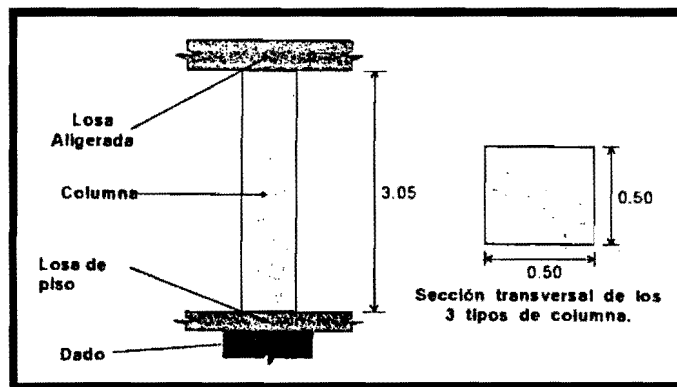
Toda la construcción se realizó a base de concreto armado, empleando concreto con peso volumétrico de 2200 kg/m^3 y una resistencia a compresión de 200 kg/cm^2 ; el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es de 4200 kg/cm^2 .

Desafortunadamente, no se cuenta con mayor información que complementa de mejor manera el estado de la Rectoría antes del sismo de 1995; tal como, la presencia de grietas previas que indicaran algún daño estructural anterior al sismo, así como cambios en la estructuración o en el sistema de cargas del sistema que afectaran la rigidez, etc.

V.1.1 SUPERESTRUCTURA

Los elementos estructurales de importancia ante cargas verticales y laterales son las columnas con sección cuadrada de 0.50 m por lado, y cuya altura libre es de 3.05 m, (Figura 16).

Figura 16 Detalle en elevación de columnas cuadradas.



Existen tres armados diferentes para las columnas cuadradas, su ubicación y armado se muestra en las figuras 17 y 18. Cabe mencionar que tal información se encuentra en el plano E-1 del Apéndice A.

Figura 17. Distribución de columnas en planta.

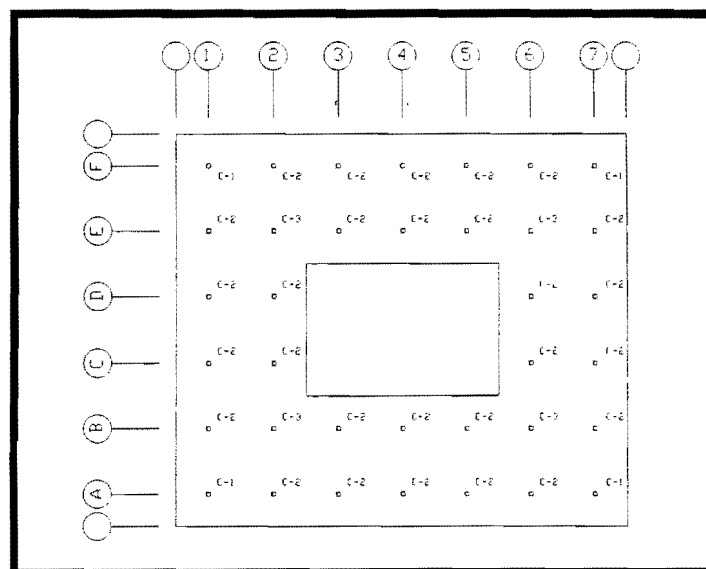
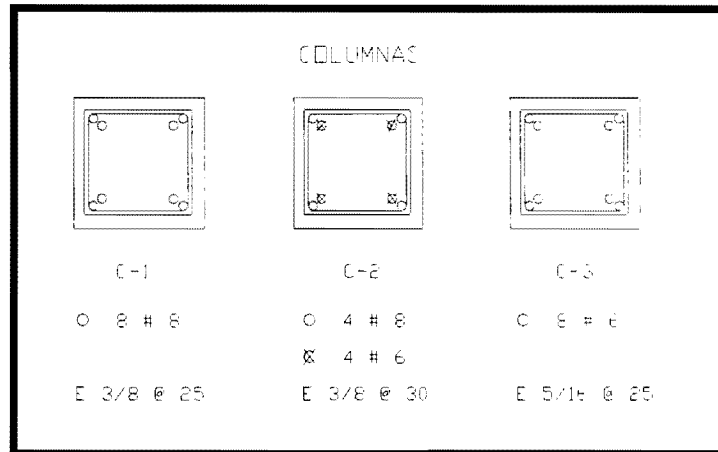


Figura 18. Armado estructural de columnas cuadradas.



El sistema de piso de la azotea lo forma una losa plana aligerada, (35 cm), por casetones de espuma de poliestireno, (de 60x60x30 y 60x30x30 cm); y con una zona maciza adyacente a cada columna, (ábaco), y nervaduras en ambas direcciones, (Figuras 19 y 20).

Las dimensiones de las zonas macizas y el armado de las nervaduras se pueden ver en el plano E-2.

Figura 19. Detalle en planta de la losa plana aligerada.

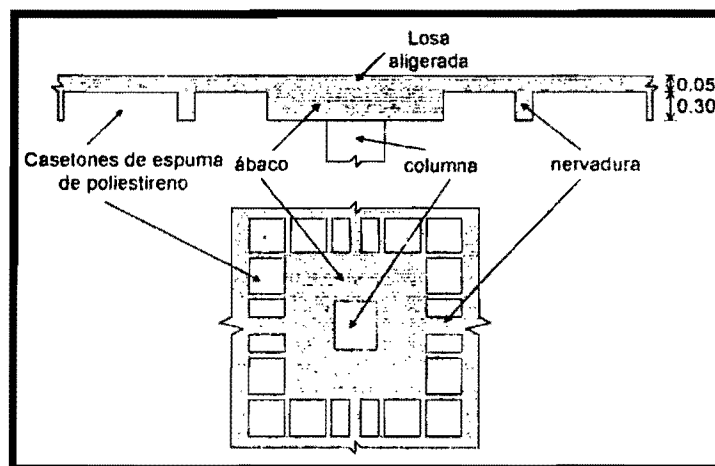
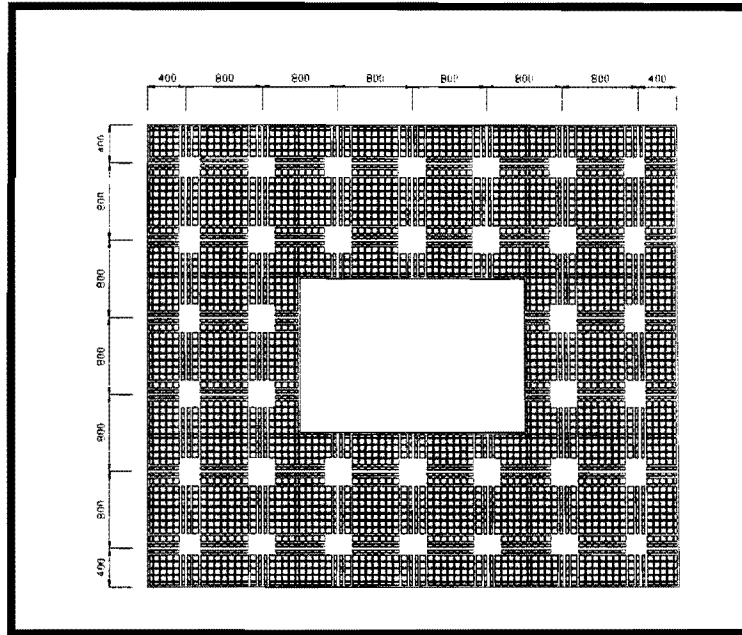


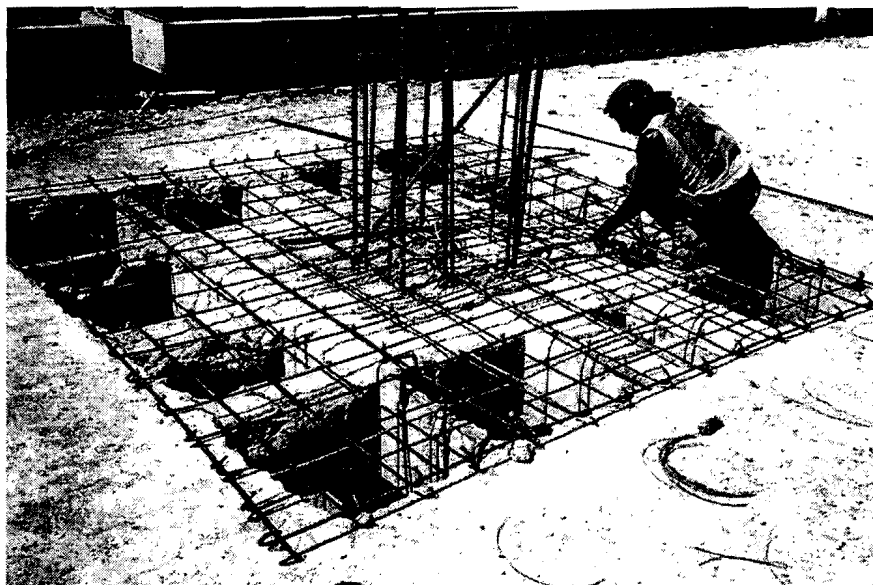
Figura 20. Detalle en planta de la losa plana aligerada.



La losa de azotea soportaba en su parte inferior instalaciones y plafones, y en la parte superior, un firme de concreto de 2 cm de espesor, un mortero cal-arena de 1 cm y su respectivo impermeabilizante, así como un relleno de caliche de hasta 15 cm de espesor en sus puntos más altos con el fin de proporcionar pendiente a la azotea en una proporción al 2%, lo que significa un espesor promedio de 7.5 cm. Del mismo modo un faldón de 0.10 m de ancho por 1.43 m de altura, el cual se ubica en el perímetro exterior e interior de la planta.

Es importante mencionar que dicho espesor tanto del relleno de caliche como del firme y mortero se verificaron en el momento posterior de refuerzo de la estructura. En la figura 21 se puede observar la marca sobre el faldón perimetral de los diferentes materiales colocados en la azotea de la Rectoría.

Figura 21. Vista sobre faldón perimetral de material de relleno.



V.1.2 SUBESTRUCTURA

La cimentación está estructurada a base de zapatas aisladas cuadradas de 1.40 m, con dados cuadrados de 60 cm, y trabes de liga de 20 cm de ancho por 60 cm de peralte.

En la figura 22 se muestra la distribución de elementos en la cimentación. El refuerzo de la zapata en detalle se muestra en la figura 23. El refuerzo de los dados de cimentación se muestra en la figura 24.

Figura 22. Detalle de la cimentación.

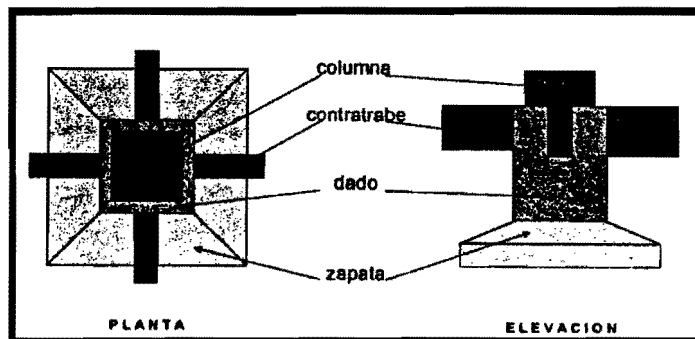


Figura 23. Detalle del refuerzo de las zapatas.

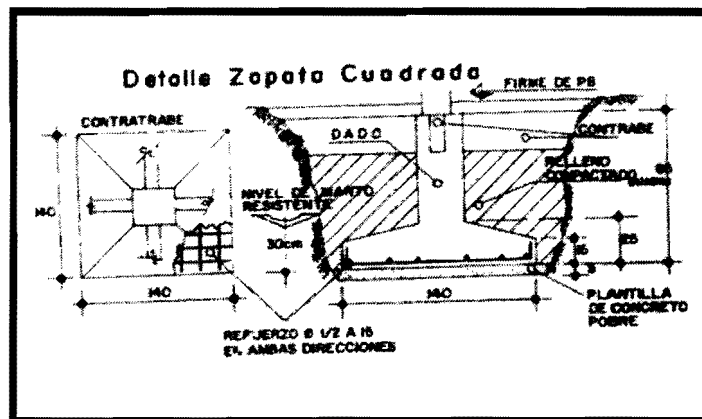
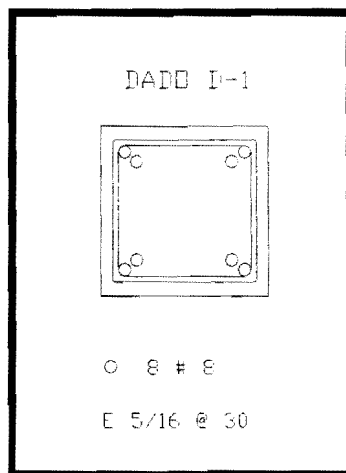


Figura 24. Armado estructural del dado de cimentación.



Es importante mencionar que en excavaciones efectuadas y correspondientes al momento en que la estructura ya había sido dañada por el sismo, se descubrió que tanto las dimensiones de las zapatas como su profundidad de desplante, no correspondían a las especificaciones originales mostradas en la figura 23. La causa principal de estas anomalías se asume por la presencia de rocas de gran tamaño que dificultaron las excavaciones.

Desafortunadamente no se puede conocer las dimensiones finales y diferentes profundidades de desplante. En la figura 25 se puede observar una zapata con dimensión inferior a la especificación de 1.40 m por lado, de aproximadamente 90 cm; también se puede observar cierta excentricidad en la trabe de liga.

Figura 25. Zapata con dimensión menor a la especificada originalmente.



Según la información proporcionada por la Facultad de Ingeniería Civil de la UNACH, la capacidad de carga para el tipo de cimentación especificada a base de zapatas aisladas es de 12 Ton/m². Lo anterior resulta coherente debido a que el edificio de Rectoría se encuentra localizado sobre una elevación topográfica consistente de suelo firme; y sobre todo por la presencia de rocas de gran tamaño encontradas al momento de las excavaciones.

V.2 ESTADO DESPUES DEL SISMO

El sismo del 20 de octubre de 1995 provocó daños considerables en elementos estructurales como columnas, y en elementos no-estructurales como muros ubicados en la zona de baños. Debido al daño existente, la estructura se apuntaló provisionalmente en las zonas de mayor daño, y se desocupó parcialmente hasta las obras de rehabilitación estructural en el año de 1999.

Es importante mencionar que la estructura se encontró durante un lapso aproximado de 4 años sin recibir ningún tipo de refuerzo o medida de seguridad de apuntalamiento, mientras se continuó con su uso de oficinas. En un inicio se propuso un apuntalamiento a base de perfiles estructurales como medida temporal de seguridad; sin embargo, nunca se efectuó dicho apuntalamiento ni durante los cuatro años de servicio en tales condiciones, ni durante el proceso completo de rehabilitación estructural.

V.2.1 EVALUACION DE DAÑOS

El primer paso importante efectuado en la evaluación de daños fue el reconocimiento de los daños existentes en la estructura, tanto en sus elementos estructurales como en los no-estructurales. Es importante recordar que esta evaluación fue efectuada por Narcia C. *et al.*, 1999, de acuerdo a los criterios establecidos por Iglesias *et al.*, 1992.

El criterio de evaluación fue la medición minuciosa del ancho de grieta para clasificar el tipo de daño estructural tanto para las columnas como para los muros de mampostería, (Iglesias *et al.*, 1992).

El principal daño estructural se presentó en elementos como columnas y muros de mampostería. De acuerdo al criterio de evaluación de daños antes mencionado, se encontró que 32 de 36 columnas presentaron daño estructural, (Narcia C. *et al.*, 1999).

En doce de las columnas dañadas se clasificó daño estructural fuerte causado por fuerzas cortantes y en las restantes como daño estructural ligero. La ubicación de las columnas con daño estructural se puede observar en la figura 26.

En la figura 27 se puede observar el tipo de grietas diagonales en columnas debido a la presencia de fuerzas cortantes. En la figura 28 se puede observar una columna con daño estructural fuerte caracterizado por una grieta con ancho mayor al milímetro, según Iglesias *et al.*, 1992.

El tipo de falla por cortante presentado en las columnas se ocasionó por la gran separación de estribos en sus extremos superior e inferior; esto se puede observar en la figura 28 con separación de 25 cm., y en la figura 29 con separación de 20 cm.

Figura 26. Ubicación de daño estructural en columnas.

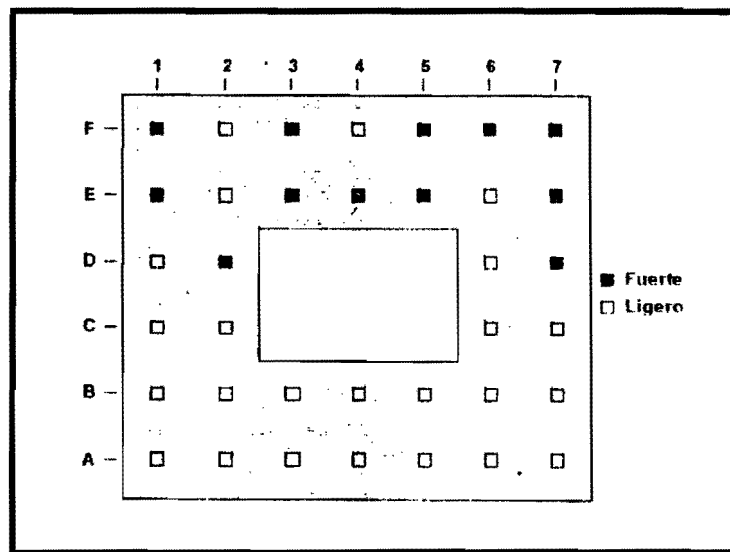


Figura 27. Grieta diagonal en columna, (daño estructural fuerte).

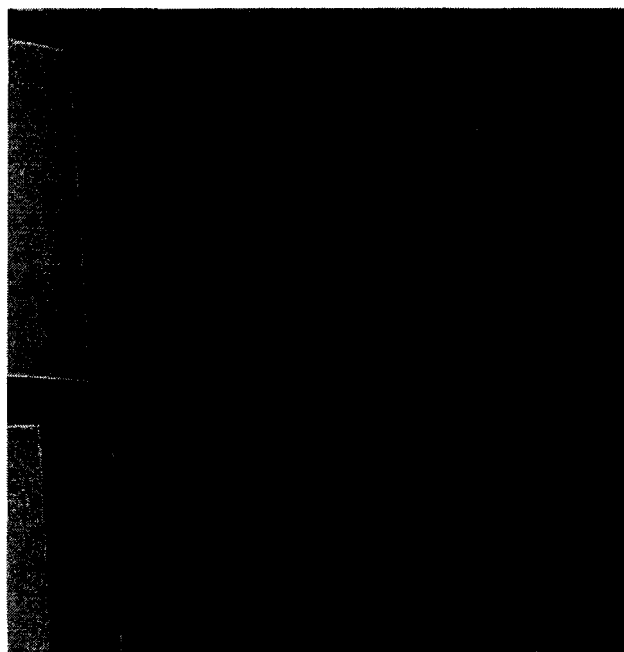


Figura 28. Columna con daño estructural fuerte.



Figura 29. Separación de estribos en columnas.



Debido al material de relleno en la superficie de la losa de la Rectoría, no se pudo observar la existencia de grietas en el sistema de piso.

Los elementos no estructurales que presentaron daños fueron los muros divisorios de mampostería ubicados en la zona de baños, que mostraron agrietamientos severos y aplastamientos de los castillos. Debe mencionarse que en los planos de construcción originales, (plano E-2 del Apéndice A), se indica una separación de 2 cm entre los muros estructurales y las columnas; al no desligarse correctamente los muros o respetarse dicha especificación se presentó tal daño estructural.

De las figuras 30 a 32 se puede observar el daño severo en columnas y muros ubicados en la zona de baños.

Figura 30. Daño en columna y muro de mampostería en zona de baños.

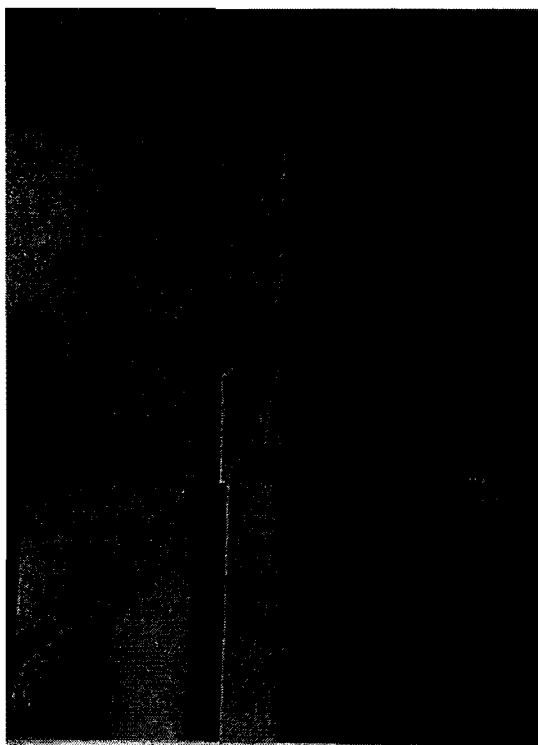
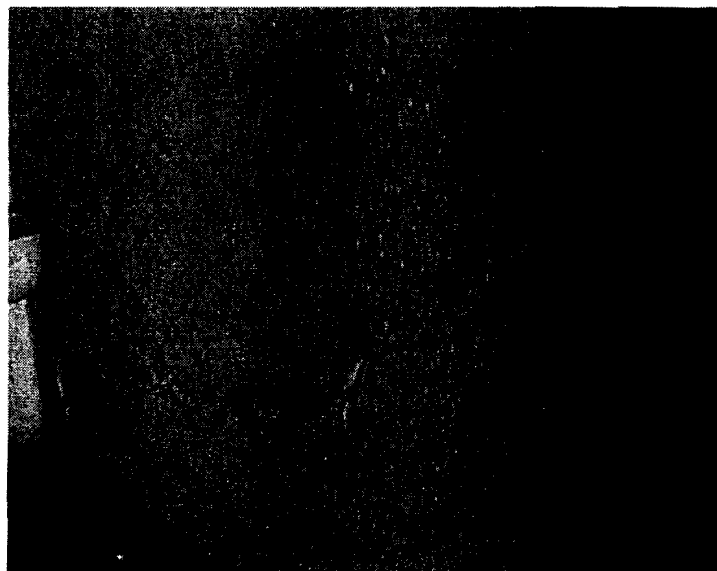


Figura 31. Daño en columna y muro de mampostería en zona de baños.



Figura 32. Daño en muro de mampostería ubicado en la zona de baños.



Debido a la dificultad de llevar a cabo la revisión física de la cimentación, se optó por observar las uniones losa-columna; esto con la finalidad de detectar posibles hundimientos diferenciales, los cuales no se encontraron. Posteriormente durante las excavaciones correspondientes a la etapa de rehabilitación estructural no se detectó daño en la cimentación. Esto se puede observar en la figura 33.

Figura 33. Detalle de unión en dado y contratrabe.



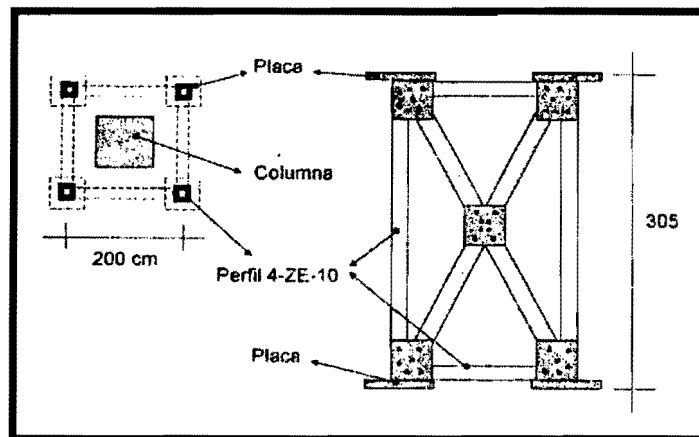
V.2.2. RECOMENDACIONES TEMPORALES DE SEGURIDAD

Desde que el edificio presentó daños hasta que se llevaron a cabo las obras de refuerzo y reparación, éste debió permanecer apuntalado de manera que se garantizara su estabilidad ante carga vertical, y un porcentaje de la carga lateral estimada, (Iglesias *et al.*, 1992).

El propósito del sistema de apoyo temporal era proporcionar resistencia a aquellos elementos y conexiones de los cuales depende la seguridad del edificio; así como incluir medidas que garantizaran la seguridad tanto de los usuarios como de los trabajadores que realizaran la rehabilitación. Sólo en el caso de que los daños a reparar fueran locales, y se considerara adecuada la estabilidad general del edificio, podría prescindirse del soporte lateral, (Iglesias *et al.*, 1992).

Cabe recordar que la estructura no fue sometida a ningún refuerzo provisional ni mucho menos se tomaron medidas de seguridad durante un lapso de cuatro años en los que continuó en condiciones de servicio. Tomando en cuenta que el edificio se soportó por sí solo desde que aconteció el sismo, se recomendó utilizar como soporte lateral para cargas verticales y laterales un sistema de apuntalamiento formado por ocho piezas de perfil estructural en sección tipo cajón, (Narcia C. *et al.*, 1999). Dicho sistema debió colocarse alrededor de las columnas que se presentaron daños estructurales fuertes, mostrado en la figura 34. Sin embargo, tampoco se efectuó dicho apuntalamiento, ni durante la etapa de rehabilitación estructural. Durante esta etapa, se desconoce la presencia de algún sismo que modificara su comportamiento dinámico.

Figura 34. Apuntalamiento estructural de seguridad nunca efectuado.



V.3. REFUERZO ESTRUCTURAL

V.3.1 CRITERIOS DE REFUERZO

Es importante recordar que el proyecto de refuerzo fue elaborado por Narcia C. *et al.*, 1999, en el que se indica que en la etapa de rehabilitación estructural existieron dos objetivos principales.

El primero fue el aumentar la resistencia a fuerzas laterales del sistema en general; debido a que después de estudiar la estructura mediante el método de la estructura equivalente, consistente en dividir la estructura en un sistema de marcos ortogonales, se obtuvieron los elementos mecánicos de la estructura original; y al compararlos con las resistencias de los elementos estructurales originales, de acuerdo a la reglamentación vigente del Distrito Federal, mostraron la necesidad de incrementar sus resistencias.

El segundo fue incrementar la rigidez lateral de la estructura debido a que tras efectuarse las mediciones de vibración ambiental en su condición dañada se conoció que el período natural de vibración de la estructura dañada coincidía con el período natural de vibración del sitio; por lo que resultaba peligroso que en un futuro sismo, la estructura entrara en el rango de amplificación dinámica, y tuviese desplazamientos importantes. Al combinar dicha respuesta de la estructura con el daño considerable que presentaba hasta ese momento, seguramente se produciría su colapso.

Una vez establecidos los criterios de refuerzo, y sabiendo que los cambios que surgieran en el sistema resistente a fuerzas cortantes producirían modificaciones en la respuesta dinámica del edificio, surgieron varias opciones de rehabilitación, que a continuación se mencionan.

Inicialmente se pensó en proponer un sistema de rehabilitación basado en muros de concreto armado en combinación con algún tipo de contraventeo; sin embargo, este sistema restaría funcionalidad al edificio debido a que la presencia de muros afectaría los espacios de trabajo. Así también la iluminación natural disminuiría y la estética del edificio sería afectada. Por otra parte, es necesario tomar en cuenta que los claros entre columnas son considerables, por lo que emplear este sistema de rehabilitación no garantiza plena funcionalidad.

Como segunda opción se consideró el encamisado metálico de columnas; sin embargo, existen otras deficiencias en el resto de la estructura, (zapatas, trabes de liga, ábacos, etc), que no se cubrirían con esta opción; y el período fundamental del edificio se reduciría insignificadamente, lo cual resultaría peligroso mantener cerca el período de vibración de la estructura al del suelo por la razón anteriormente expuesta.

Una opción más fue la separación de la estructura en diferentes cuerpos; sin embargo, como en el caso anterior, no se cubrirían las demás deficiencias existentes en el resto de la estructura.

Finalmente la opción de rehabilitación definitiva constó principalmente del encamisado de concreto de las columnas, también el de elementos estructurales como: zapatas, dados y trabes de liga, y el incremento de la zona maciza y nervaduras principales en el sistema de piso. Con tal encamisado se lograría incrementar la sección transversal de las columnas, lo cual se vería reflejado en una mayor resistencia lateral del sistema, y también en una mayor rigidez lateral. Sin embargo, el sistema tendría el inconveniente de tener únicamente a las columnas como elementos estructurales responsables en su mayoría de la resistencia y rigidez lateral.

La resistencia de diseño del concreto fue de 250 kg/cm^2 , debido a criterios constructivos; y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo fue de 4200 kg/cm^2 .

En la figura 35 se muestra la distribución arquitectónica final tras la rehabilitación estructural.

Cabe mencionar que se decidió incrementar el área de servicio hasta los voladizos exteriores colocando en su perímetro exterior una combinación de estructura metálica ligera y tablaroca para exteriores, lo cual se vería reflejado únicamente en un ligero incremento del peso en los voladizos. Esto se puede observar en las figuras 36, 37, 38 y 39.

Figura 35. Planta arquitectónica de la estructura reforzada.

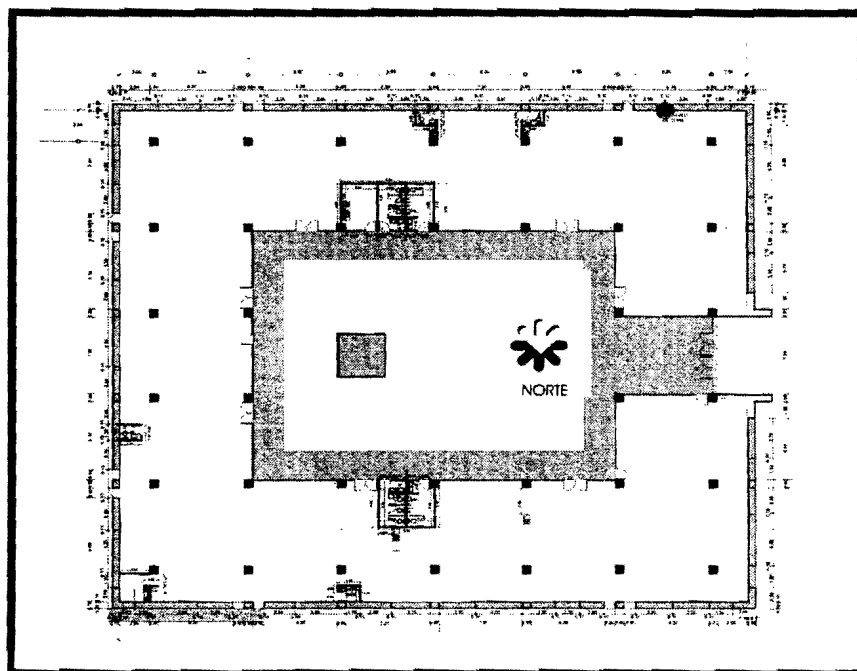


Figura 36. Incremento del área de servicio hacia el voladizo exterior.

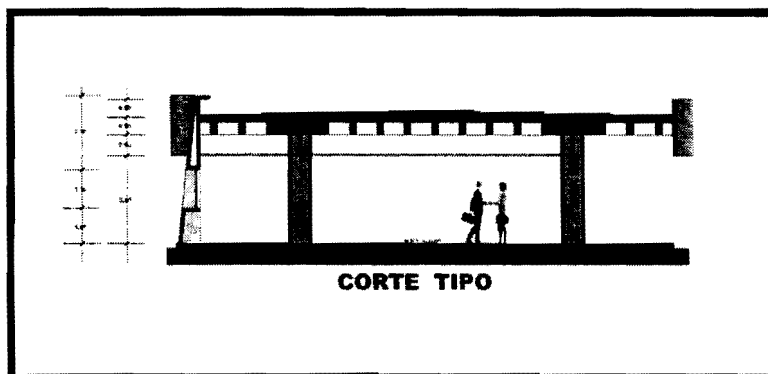


Figura 37. Vista exterior de la fachada.



Figura 38. Detalle de la estructura ligera exterior efectuada.

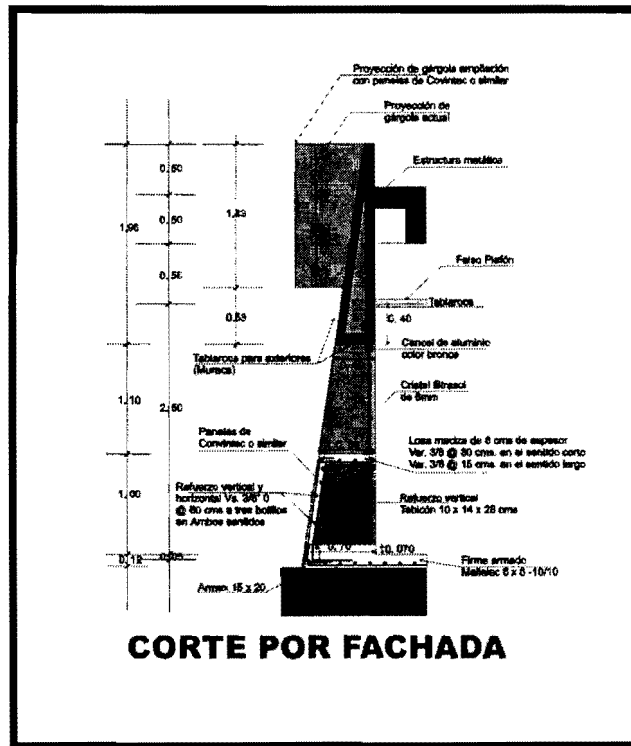
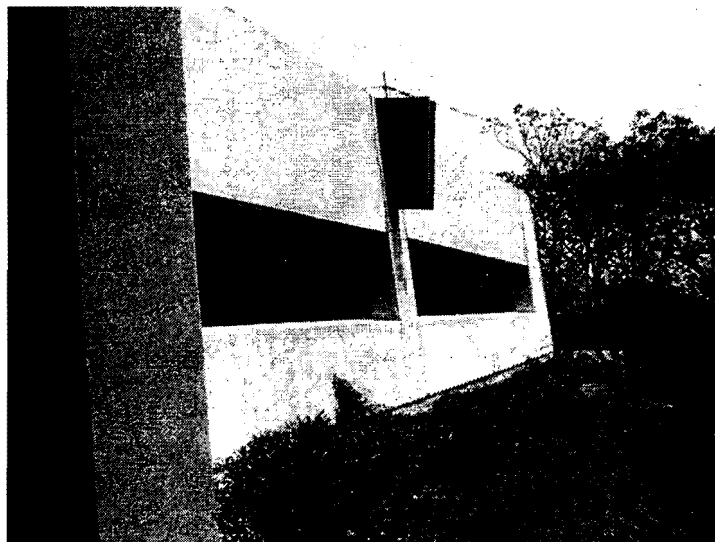


Figura 39. Vista exterior de la estructura ligera en fachada.



V.3.2 SUPERESTRUCTURA

La etapa de reforzamiento constó principalmente en el incremento de secciones transversales y refuerzo estructural de elementos como columnas, (de 80 x 80 cm), dados (de 80 x 80), trabes de liga (de 40 x 80 cm), zapatas (3.5 m por lado y 40 cm de peralte), ábacos (con altura de 45 cm).

Es necesario mencionar que la rehabilitación estructural se inició a finales del año 1999 y se terminó a finales del año 2000, lo que implicó un tiempo de ejecución de aproximadamente un año. Durante ese lapso la estructura se desocupó por completo para la ejecución de los trabajos. En la figura 40 se muestra los trabajos iniciales de la rehabilitación.

Cabe mencionar que el proceso de rehabilitación inició con la cimentación, para posteriormente continuar con las columnas, ábacos de la losa reticular, y finalizar con la construcción de muros.

Un documento importante que pudiera brindar valiosa información sobre el proceso completo de refuerzo estructural y de características originales de la Rectoría, es la bitácora de obra del refuerzo; sin embargo, no existe registro alguno de su destino, por desgracia.

Figura 40. Vista general interior de la Rectoría al inicio de la rehabilitación.



COLUMNAS

Para llevar al cabo la reparación de los elementos dañados, que en su mayoría son columnas, se recomendó el método de inyección de resinas epóxicas, siguiendo las instrucciones de uso especificadas por el fabricante. Cuando las grietas fueran menores de 0.5 mm de ancho, sería suficiente la inyección de resinas; en el caso de grietas que tengan anchos entre 0.5 mm y 5 mm deberán mezclarse las resinas con algún tipo de agregado. En la figura 41 se puede observar una columna sometida al método antes mencionado.

Fue necesario que antes de iniciar la inyección de la resina se limpiaran del polvo con chorro de aire y se sellaran superficialmente con yeso, o mortero epóxico y cinta adhesiva, dejando ahogadas boquillas metálicas, (estabilizadores de inyección), de 1 cm de diámetro espaciadas de 20 a 50 cm. Posteriormente se introdujeron las resinas a presión comenzando por la boquilla más baja y avanzando hacia arriba. En las figuras 42 y 43 se puede observar con mayor detalle el resultado de la inyección de resinas epóxicas.

Cabe mencionar que las ventajas primordiales de las resinas son:

- Excelente capacidad adhesiva.
- Alta resistencia y dureza.
- Resistencia a los ácidos, álcalis y solventes.
- Baja contracción.
- Gran durabilidad.

La desventaja es que pierden su resistencia a temperaturas sobre los 100 °C.

Figura 41. Aplicación de la resina epóxica en columnas.



Figura 42. Aplicación de la resina epóxica en columnas.

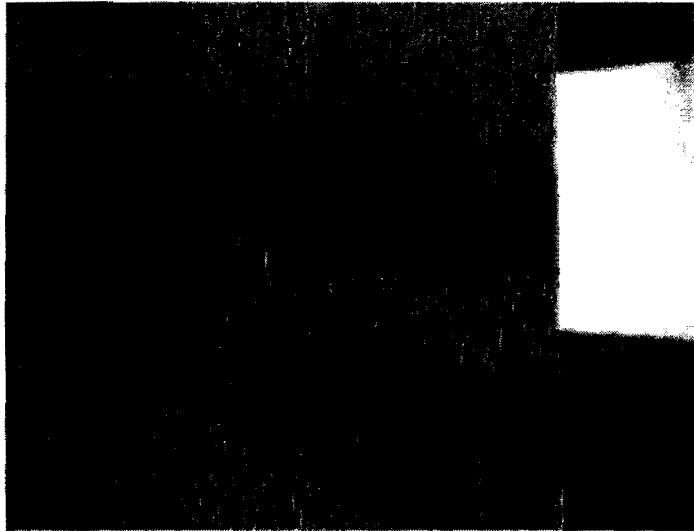


Figura 43. Vista Aplicación de la resina epóxica en columnas.



Posteriormente a la etapa de inyección de resinas, se continuó con el objetivo principal de la rehabilitación, el incremento de secciones y refuerzo de las columnas.

Inicialmente se propuso aumentar la sección a 70 cm por lado, conteniendo un refuerzo longitudinal de 8 barras del No. 10 con estribos del No. 4 a cada 10 cm a lo largo de toda la columna. Sin embargo, debido a que la colocación de dicho armado se dificultaría se decidió incrementar la sección de las columnas a 80 cm. Finalmente, la sección original de 50 cm permaneció como núcleo de la nueva columna. La sección definitiva se puede observar en la figura 44.

En las figuras 45, 46, 47 se puede observar el proceso constructivo del refuerzo de las columnas.

Figura 44. Vista del refuerzo definitivo de columnas.

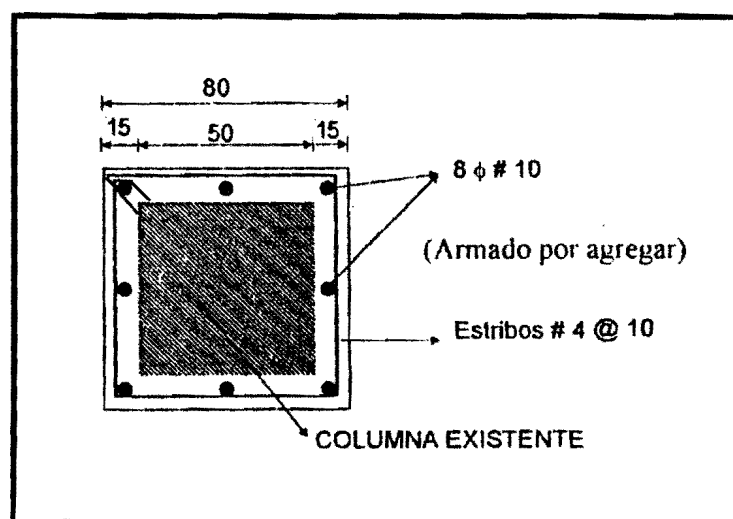


Figura 45. Colado de la parte inferior de columnas.



Figura 46. Vista del refuerzo de las columnas.

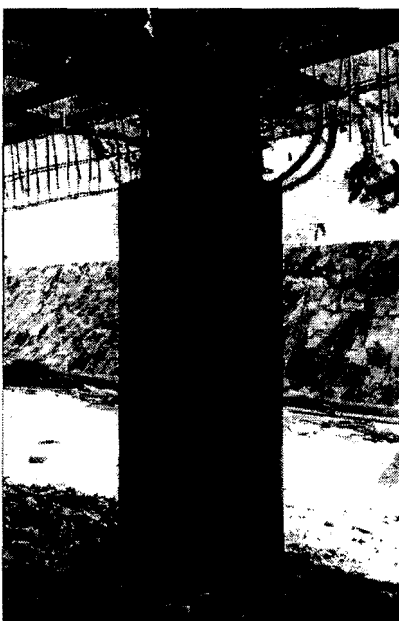
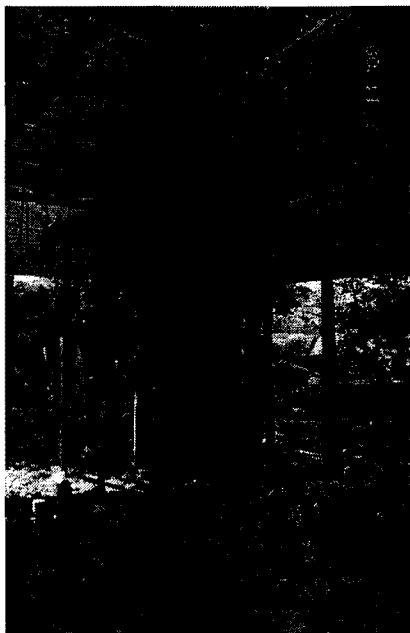


Figura 47. Cimbrado de ábaco y parte superior de columna.



ABACOS

Tomando en cuenta la revisión de la zona de ábacos descrita por Narcia C. *et al.*, 1999, en donde demostró que el ancho del ábaco era menor al establecido por la reglamentación actual; se propuso demoler los ábacos necesarios para cumplir el ancho necesario, y colarlos monolíticamente con el encamisado de las columnas. Se recomendó aumentar el peralte total de estos elementos a 55 cm., y propuso un armado, tanto en el lecho superior como en el inferior, a base de una parrilla con barras del No. 3 @ 20 cm. en ambas direcciones.

Las nervaduras que cruzaron la zona incrementada de los ábacos se armaron con estribos del No.3 @ 10 cm., mostrado en la figura 48.

Debido a que el armado de las columnas debía penetrar y anclarse en la losa, se decidió que los ábacos sobresalieran 10 cm del nivel superior de azotea. Lo anterior se puede observar en la figura 50, aunque como cimbra se emplearon polines con ancho aproximado de 9 cm.

En la figura 49 se puede observar un corte de un ábaco terminado.

Figura 48. Refuerzo definitivo del ábaco.

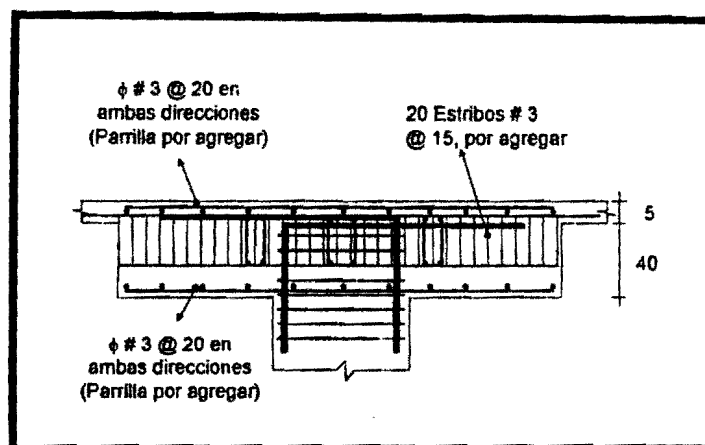
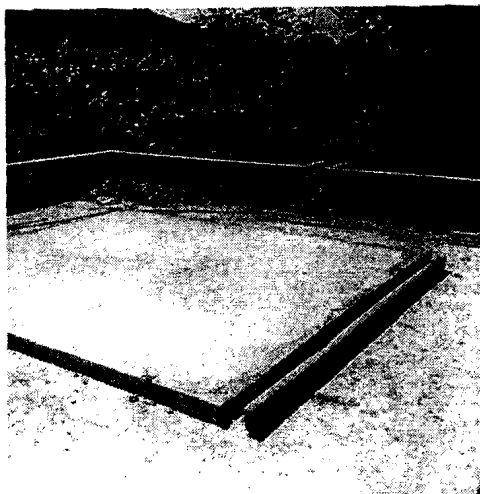


Figura 49. Vista final de un ábaco.



Figura 50. Vista superior definitiva en la azotea de un ábaco.



LOSA PLANA ALIGERADA

En un inicio se propuso reforzar las nervaduras de los ejes principales de columnas y las adyacentes con estribos pos-tensados del No.3, colocados hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Sin embargo, debido a la dificultad y tiempo que llevaría colocar dichos estribos, se optó por incrementar la dimensión de los ábacos de manera que abarcaran un casetón adicional, (figura 51). Con esta ampliación se cumple el requerimiento de las NTC-Concreto para losas planas que establece que las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 2.5 el peralte del ábaco medidas desde el paño de la columna al aumentar el peralte de la losa, resultaba necesario ampliar la zona maciza.

Es importante mencionar que se cumplen los requisitos generales para losas planas aligeradas indicadas en las NTC-Concreto, 1993, al encontrarse en los ejes de columnas nervaduras de ancho no menor de 25 cm, nervaduras de por lo menos 20 cm de ancho en las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas y el resto de por lo menos 10 cm.

En las figuras 52 y 53 se muestra el armado inferior y superior del ábaco en la losa reticular.

Figura 51. Detalle en planta de la losa plana aligerada..

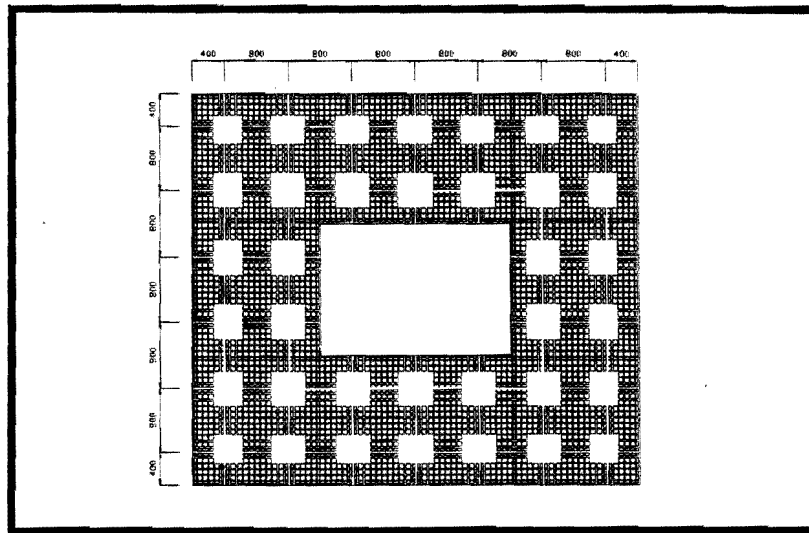


Figura 52. Vista inferior del refuerzo del ábaco en losa reticular.

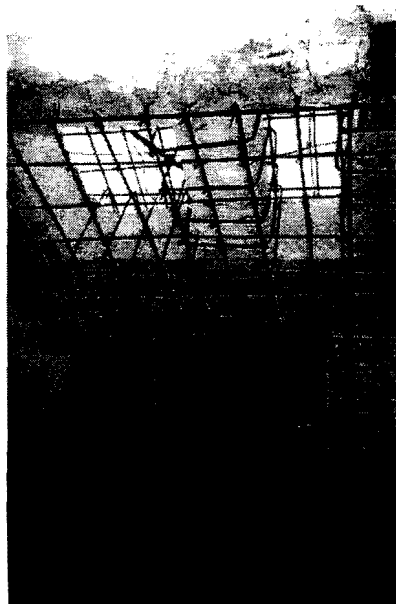
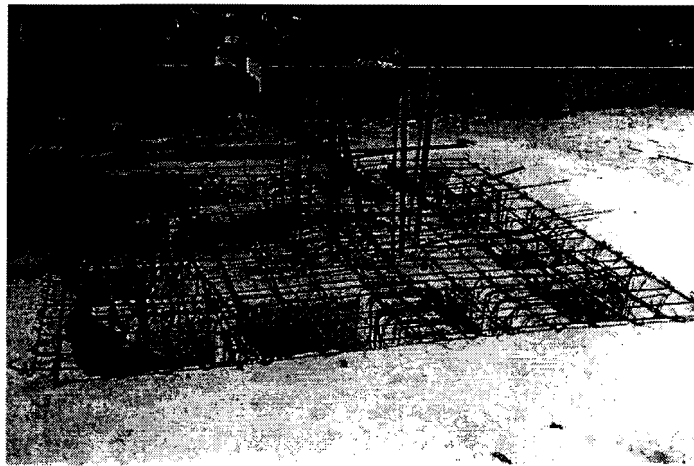


Figura 53. Vista superior del refuerzo del ábaco y columna.

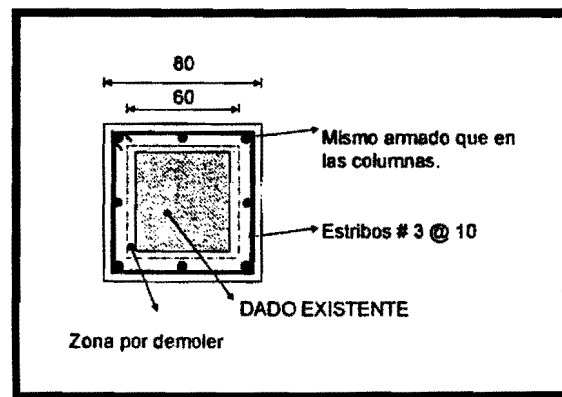


V.3.3 SUBESTRUCTURA

DADOS

Se recomendó ampliar los dados a 80 cm. por lado, utilizando el mismo armado propuesto en columnas tanto longitudinal como transversal indicado en la figura 54.

Figura 54. Detalle y armado de dado de cimentación.



Posteriormente, se optó por efectuar el arreglo del dado como se indica en la figura 55, debido a la necesidad de espacio con el refuerzo proveniente de las trabes de liga; en esta figura se muestra el arreglo propuesto del acero proveniente de las trabes de liga. Los dados se muestran en la figura 56, y el arreglo final en la figura 58.

Figura 55. Vista superior del refuerzo y tamaño del ábaco.

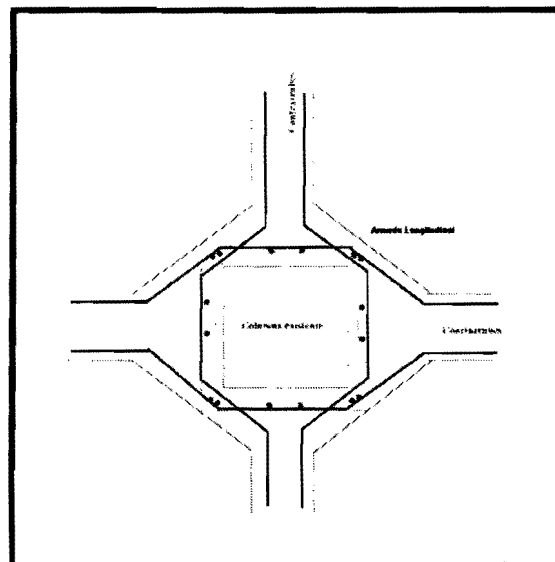
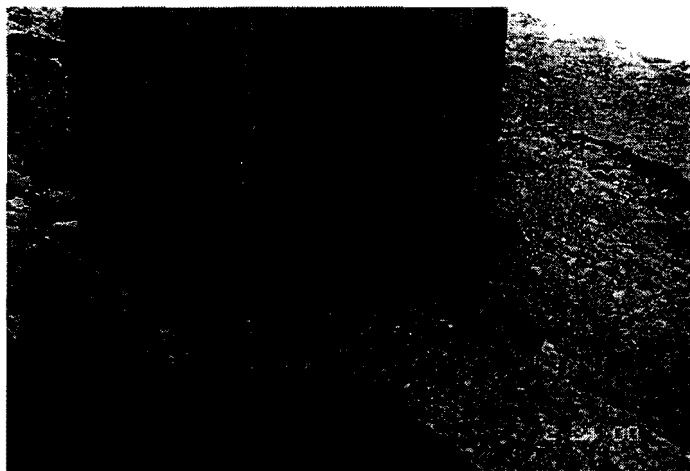


Figura 56. Detalle final del tamaño del ábaco.



TRABES DE LIGA

Se propuso aumentar la sección de la trabe de liga a 40 x 80 cm, colocando 3 barras del número 8 en el lecho superior y 4 del mismo diámetro en lecho inferior, indicado en la figura 57. Tal armado atravesó y se ancló tanto en los dados como en las contra-trabes adyacentes, mostrado en la figura 58.

En la figura 59 se puede observar el refuerzo general en elementos como las trabes de liga, dados y columnas.

Figura 57. Refuerzo en contra-trabes.

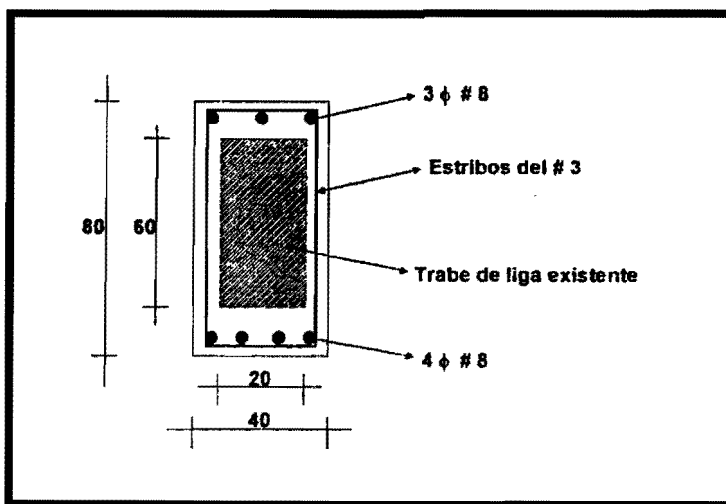


Figura 58. Anclaje del refuerzo entre traveses de liga y dados de cimentación.



Se puede observar en la figura anterior que se encuentra demasiado forzado el quiebre de varillas en la unión del armado proveniente de las traveses de liga. Este debió haber sido más pronunciado.

Figura 59. Vista general del refuerzo en traveses de liga y columnas.



ZAPATAS

Al efectuar una revisión de la cimentación con criterios demasiado conservadores, (Narcia C. *et al.*, 1999), debido a que no se cuenta con algún estudio formal de mecánica de suelos, se decidió incrementar la sección a 350 cm por lado, usando un armado en ambas direcciones formado por barras del número 4 @ 15 cm. Al mismo tiempo se propuso demoler la zapata original para elaborar la nueva. Esto se indica en la figura 60.

Sin embargo, en el momento en que se procedió a construir zapatas de tales dimensiones en un suelo caracterizado por rocas o calizas, se dificultó considerablemente las excavaciones para la elaboración de las zapatas; por lo que, el proyecto se modificó *in situ* de acuerdo a los percances que surgían.

De este modo, la dimensión de las zapatas se modificó, quedando dimensiones variadas como 2.80 m, 3.00 m, 3.20 m. Desafortunadamente, no se sabe la cantidad y ubicación de las zapatas que se modificaron en campo. También se decidió no demoler las zapatas originales debido a la dificultad constructiva que implicaría colocar un apuntalamiento provisional que sustituyera la cimentación. Lo anterior se puede observar en la figura 61.

Figura 60. Refuerzo de la zapata.

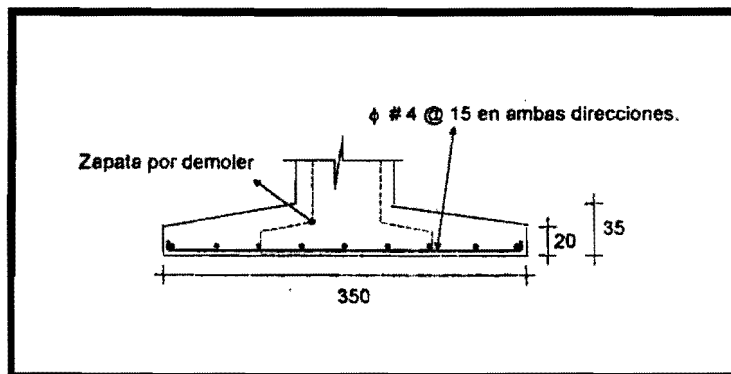
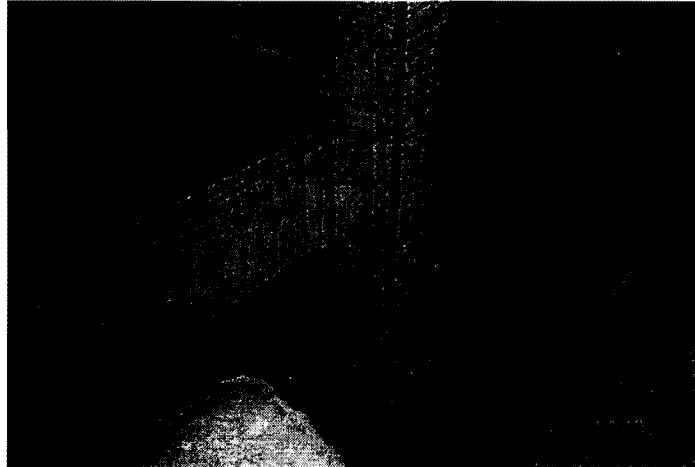


Figura 61. Detalle de refuerzo de las zapatas.



MUROS DE MAMPOSTERIA

En cuanto a los muros, éstos se elaboraron a base de mampostería de tabique rojo recocido y se colocaron de nuevo en el mismo lugar donde se ubicaron anteriormente.

Desgraciadamente, no se cuenta con información adicional sobre el detallado de desligue de los muros. Sin embargo, existen actualmente grietas en la unión entre columnas y muros que indican que nuevamente no fueron correctamente desligados. Esto se puede observar en la figura 77.

V.4 ESTADO ACTUAL

Finalmente, después de un largo proceso de aproximadamente un año, la Rectoría de la UNACH entró en condiciones de servicio nuevamente en Noviembre del año 2000, (figura 62).

Cabe mencionar que se tomaron medidas importantes para evitar daño en elementos no estructurales al dividir el área de oficinas mediante cancelería y muros de tablaroca mostrados de las figuras 63 a la 75.

Los baños se ubicaron en el mismo sitio en el que se han encontrado desde la estructura original. Se colocaron muros de mampostería divisorios en la zona de baños, a base de tabique rojo recocido, desgraciadamente no se cuenta con información adicional como las especificaciones de deslize a la estructura. Es importante mencionar que debido a movimientos sísmicos posteriores del 20 de octubre de 1995 se han producido grietas en los acabados que recubren los muros de mampostería, mostradas en las figuras 76 y 77, lo que indica determinada participación estructural de los muros.

Después de la etapa de refuerzo, la estructura ha experimentado otros sismos de menor magnitud que no fueron registrados por la estación, y hasta el momento no se han observado elementos que lleven a pensar en cierto tipo de daño estructural importante.

Figura 62. Reinauguración de Rectoría de la UNACH.



Figura 63. Vista desde la entrada al interior de la Rectoría.

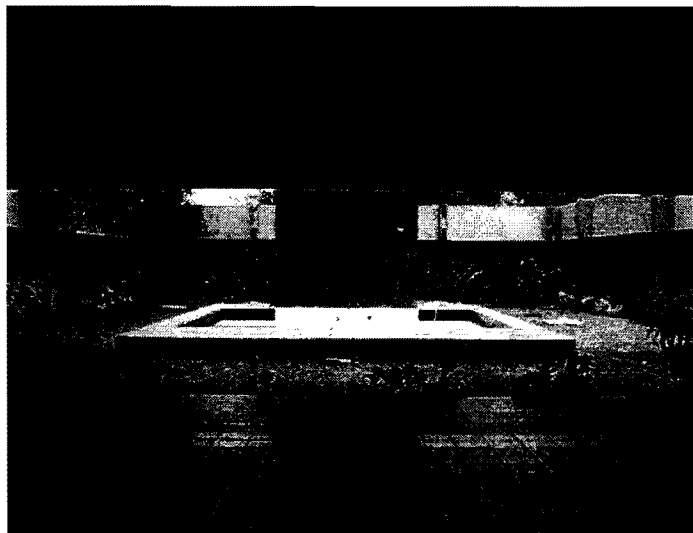


Figura 64. División de áreas mediante cancelería.



Figura 65. División de áreas mediante cancelería.

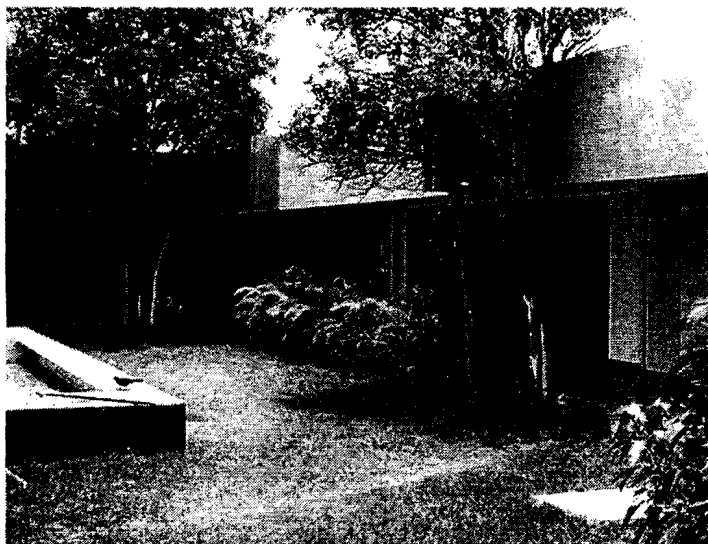


Figura 66. División de áreas mediante cancelería.

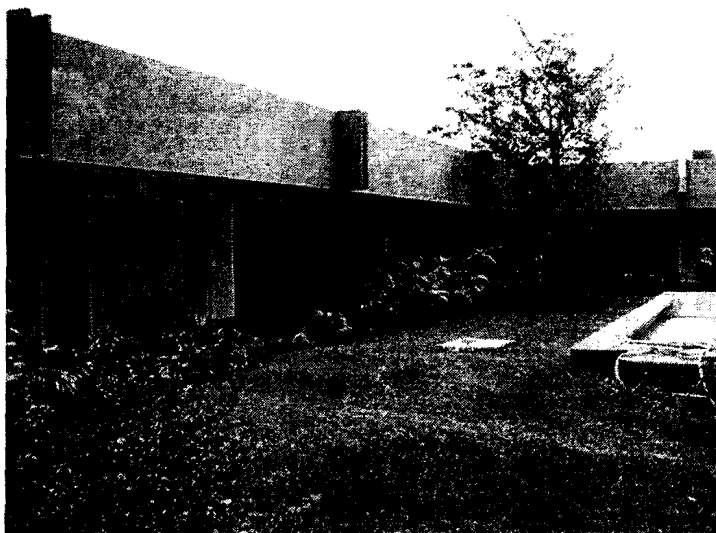


Figura 67. Vista general de ábacos en la losa reticular.

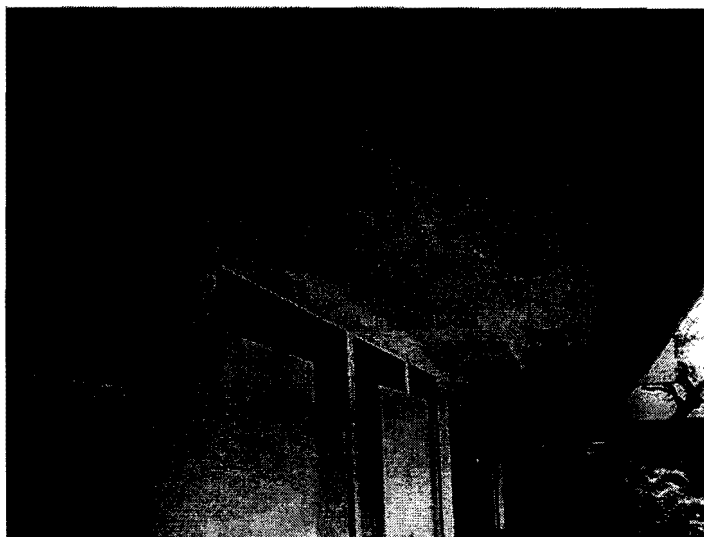


Figura 68. Vista de un ábaco y división de áreas por medio de cancelería.

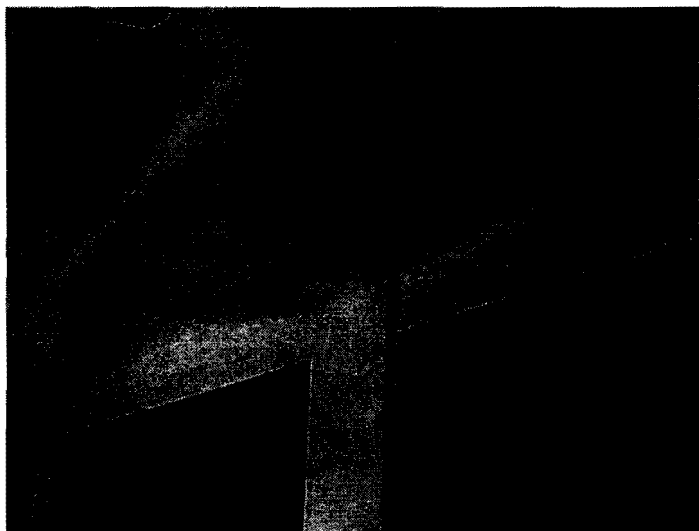


Figura 69. Vista interior de ábaco y muro de mampostería en zona de baños.

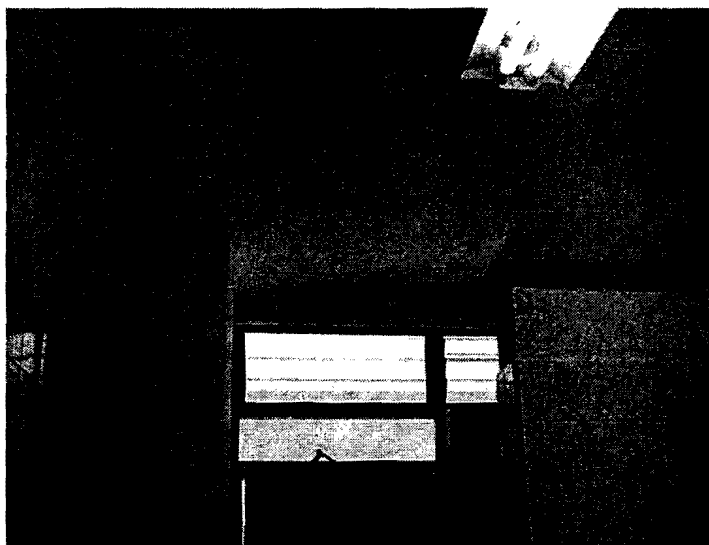


Figura 70. Vista interior de oficinas y cancelería perimetral.

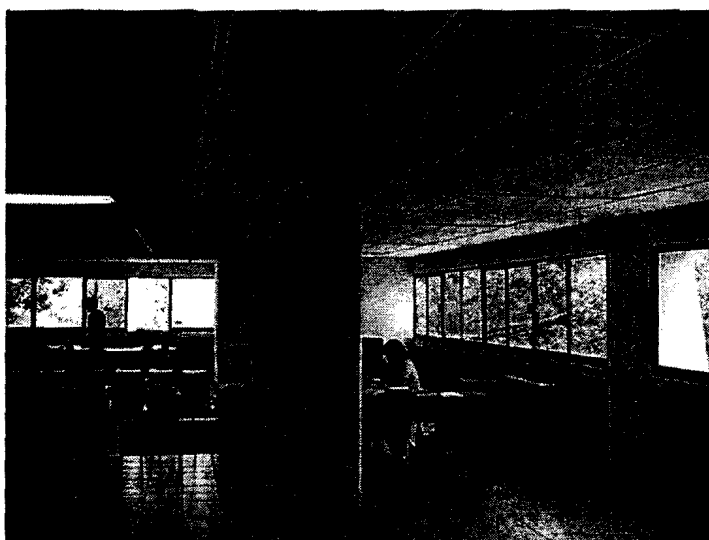


Figura 71. División de áreas de trabajo mediante mamparas.



Figura 72. Vista de columna reforzada y plafón.

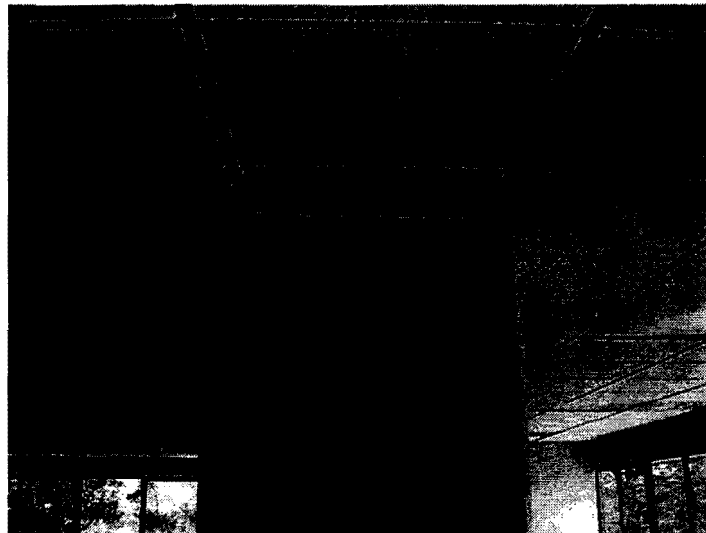


Figura 73. Vista de columna reforzada y plafón.

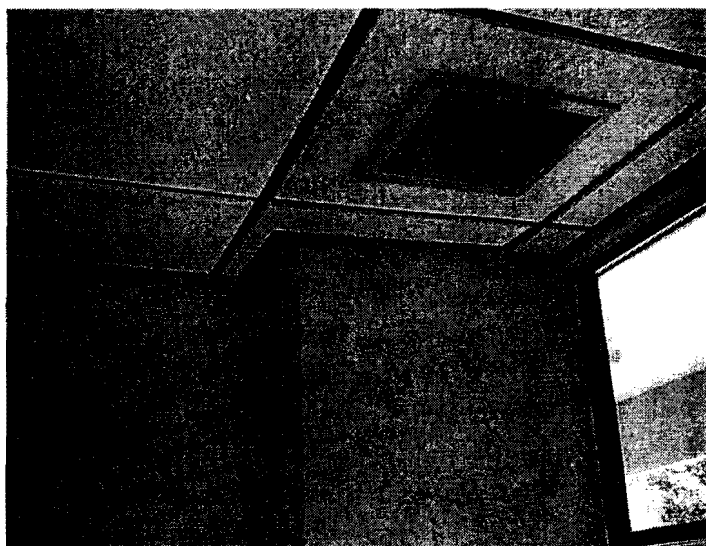


Figura 74. División de áreas de servicio por medio de muros de tablaroca.

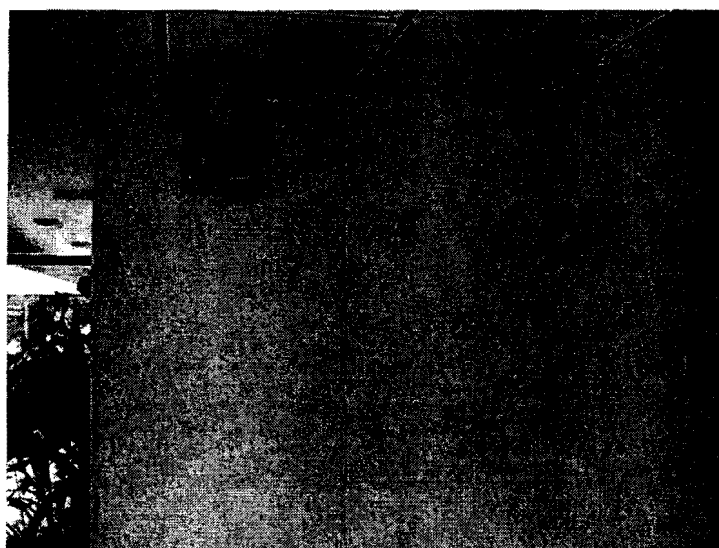


Figura 75. División de áreas de servicio mediante muros de tablaroca.

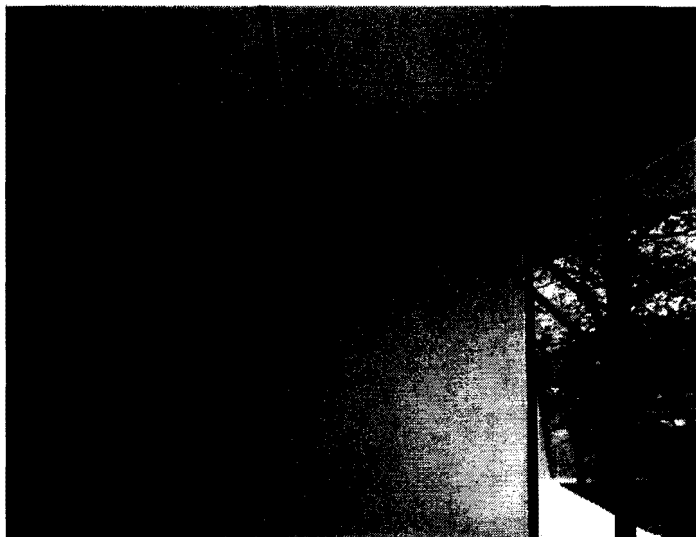


Figura 76. Unión entre muro de mampostería y columna en zona de baños.

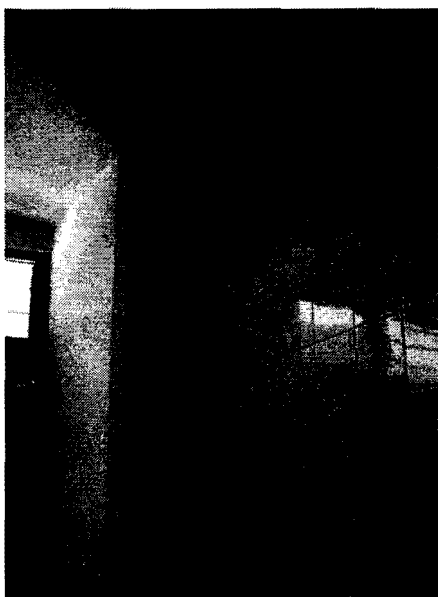
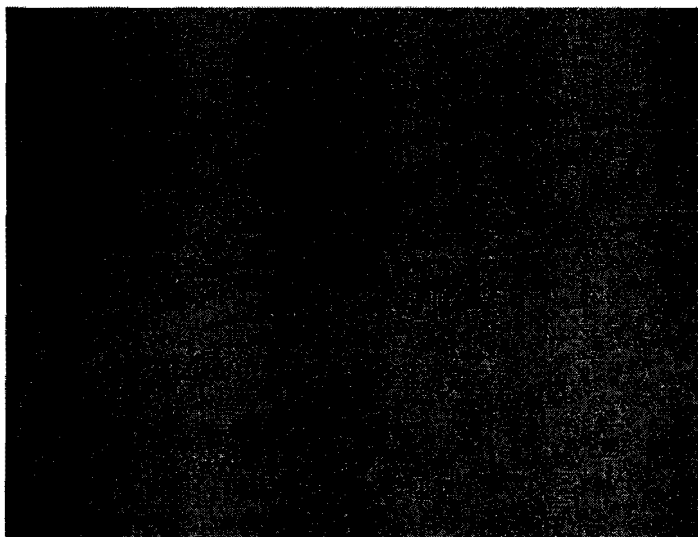


Figura 77. Vista en muro de mampostería en zona de baños.



VI. ETAPA EXPERIMENTAL

VI.1 OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS

El análisis espectral de los datos obtenidos en las pruebas de vibración ambiental permite determinar las frecuencias naturales de vibrar, también se pueden determinar experimentalmente los modos naturales de vibrar, y el factor de amortiguamiento asociado con el modo natural de una estructura.

Una ventaja al hacer uso de este método en edificaciones dañadas, es que permite conocer realmente características dinámicas que de otra manera son difíciles de evaluar y que pueden usarse para tomar la decisión de hacer más flexible o rigidizar el inmueble.

Cabe mencionar que los períodos obtenidos son los reales de la estructura en su condición elástica, a diferencia de lo que pasa con los resultados obtenidos mediante modelos de computadora, debido a la idealización que se hace con ellos. Es por eso que este método se ha convertido en una herramienta fundamental para calibrar los modelos matemáticos.

En determinados casos particulares, para identificar las frecuencias naturales de vibrar es importante utilizar las funciones de transferencia y coherencia. De lo contrario podrían cometerse errores si se analizan exclusivamente los espectros de Fourier, sobre todo en estructuras en las que por sus condiciones de estructuración intervienen varios modos de vibrar del sistema. Tales errores se pueden deber a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales del edificio, como son por ejemplo las ordenadas asociadas a vibraciones de estructuras vecinas y de equipo electromecánico, (Murià Vila *et al*, 1995).

Existen casos donde las pruebas de vibración ambiental, como en edificios rígidos desplantados en suelos blandos, puedan presentar dificultad para identificar las frecuencias de vibración, con la necesidad de recurrir a otros tipos de pruebas experimentales, (Murià Vila, 1995). Para estos casos se deben realizar pruebas de campo como son las de impulso, tracción, o vibración forzada.

VI.1.1 MEDICION DEL PERIODO DE VIBRACION NATURAL DE LA RECTORIA

Para conocer los períodos naturales de vibración de la Rectoría, se recurrió a la medición a través del método de vibración ambiental.

El objetivo de este procedimiento fue la obtención de los períodos naturales de vibración, en las respectivas direcciones ortogonales en planta, (traslacionales y rotacional), por medio del análisis espectral de los datos obtenidos en las diferentes mediciones.

VI.2 EQUIPO UTILIZADO PARA LA MEDICION

El equipo utilizado en este trabajo para la determinación experimental de las propiedades dinámicas fue:

- Una grabadora digital de estado sólido Kinematics modelo SSR-1 con las siguientes características:

No. De canales:	6
Velocidad de muestreo:	1000 mps con un canal 200 mps con seis canales
Resolución:	16 bits
Filtro anti-alias:	5,15 y 50 Hz
- Tres sensores sismológicos de campo Marca Kinematics Modelo WR-1, con frecuencia nominal de 20 Hz, y un intervalo de respuesta eficiente de 0.05 a 5.0 segundos por período.
- Una computadora portátil para almacenar la información registrada.
- El software, SWS-1 Kinematics, integrado por un conjunto de programas diseñados para proveer máxima utilidad analítica. Tales programas se componen de una interfaz y los de aplicación; la interfaz maneja la información de la estación, QuickTalk; y los de aplicación para efectuar cálculos analíticos específicos, CNVSSR, VOL1DS, VOL2, EFER.

VI.3 PROCEDIMIENTO DE REGISTRO

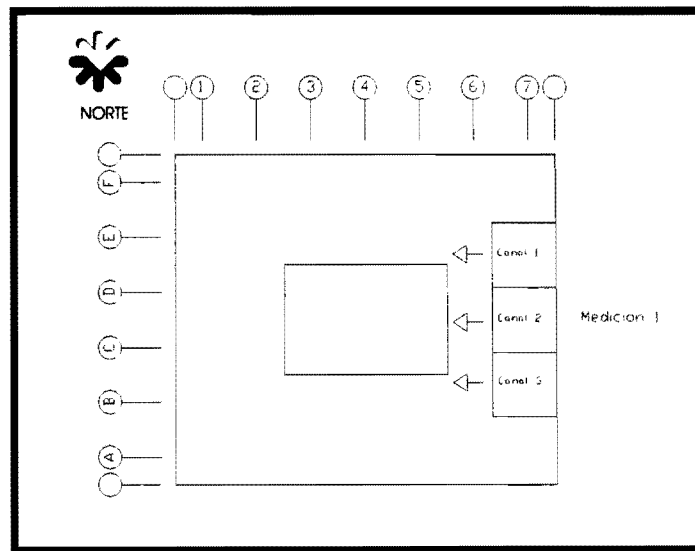
Se elaboraron tres mediciones en la azotea de la Rectoría en su condición de daño ocasionado por el sismo y otras tres mediciones después del refuerzo estructural.

Para cada medición se colocaron en sitios diferentes tres sensores o canales, que registraron cada uno 10 eventos de 45 segundos correspondientes a la vibración ambiental.

La colocación de los tres sensores por medición en la azotea tuvo como objetivo el detectar de mejor manera posible los tres períodos de vibración de la estructura, (traslacionales y rotacional).

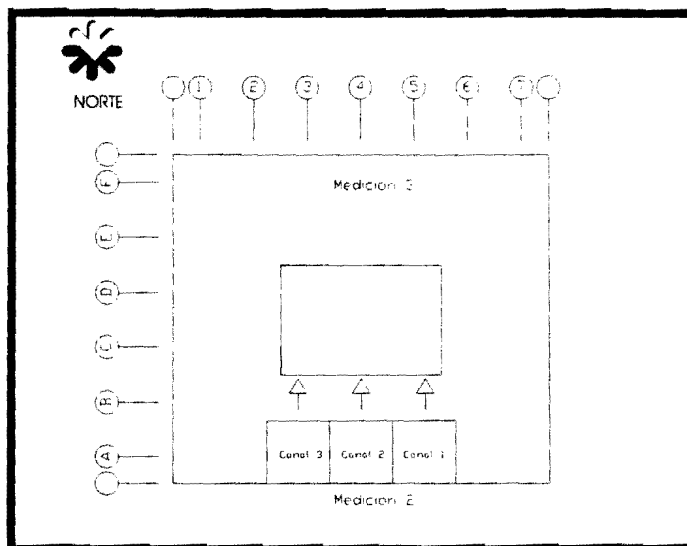
La primera medición se efectuó en la dirección este-oeste, (la mayor dimensión de la planta), colocando los tres sensores, uno en el centro y dos en los extremos, (figura 78).

Figura 78. Ubicación y dirección de los sensores en la medición 1.



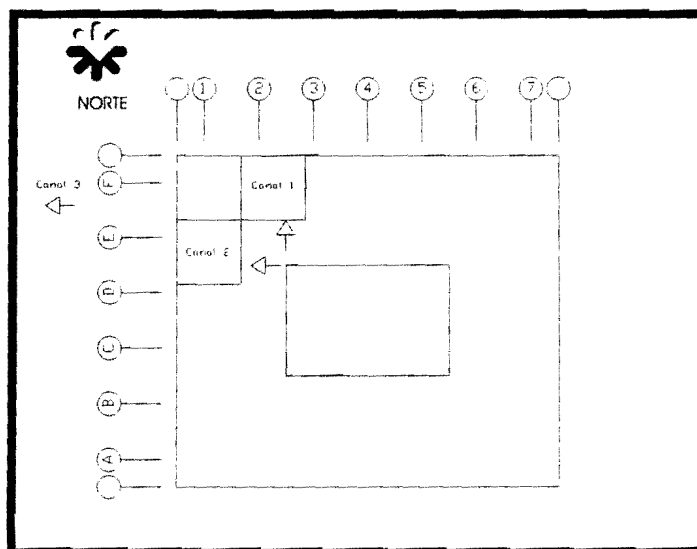
La segunda medición se efectuó en la dirección norte-sur, (la menor dimensión de la planta), colocando de igual manera los tres sensores del mismo modo que para la primera medición, (figura 79).

Figura 79. Ubicación y dirección de los sensores en la medición 2.



Finalmente, la tercera medición se efectuó en una esquina de la planta, colocando los sensores de la siguiente manera: el primero en la dirección norte-sur y el segundo en la dirección este-oeste, y el tercer sensor se colocó en el suelo lejos de la estructura, (figura 80).

Figura 80. Ubicación y dirección de los sensores en la medición 3.



VI.4 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

Una vez registrada la información, ésta se analizó mediante el siguiente procedimiento:

- Las señales registradas por los sensores se convierten del formato propio del equipo a un formato en código ASCII, representado este último a la diferencia de voltaje medido por cada sensor. Este proceso se lleva a cabo a través del programa CVNSSR, (Kinematics 1989).
- Se utilizó el programa VOLIDS, (Kinematics 1989), para convertir los voltajes asociados a cada sensor en aceleraciones, tomando en cuenta las características electrónicas individuales de cada uno.
- Los registros de las aceleraciones fueron corregidos y filtrados mediante el programa VOL2, (Kinematics 1989), el cual hace uso del archivo FILTER.PAR, (Kinematics 1989), que contiene los parámetros del filtro tipo Ormsby, comúnmente utilizado para mantener el ancho de banda de interés. El filtro se ajustó para eliminar frecuencias altas mayores que 15 Hz, y frecuencias bajas menores que 0.5 Hz.

Un ruido que contenía frecuencias cercanas a 30 Hz y mayores, estuvo presente en algunos registros durante toda la medición. No es posible determinar precisamente el origen de tal ruido, pero parece que fue ocasionado por sistemas mecánicos en la estructura, tales como el aire acondicionado, u otros

- Finalmente, a partir de las aceleraciones filtradas y corregidas, se obtuvieron los espectros de Fourier, que representan la distribución de frecuencias de la señal registradas en la estructura, haciendo uso del programa EFER.

VI.5 RESULTADOS

Se obtuvieron diez espectros de Fourier para cada evento registrado por cada sensor, sin embargo, para poder identificar más fácilmente los períodos de vibración de la estructura se efectuó el promedio de los espectros de Fourier por sensor.

Recordando que se elaboraron tres mediciones en la azotea de la Rectoría en su condición de daño ocasionada por el sismo y otras tres mediciones en la de refuerzo estructural; el análisis del contenido espectral se efectuó sobre nueve espectros de Fourier promedio para cada condición.

De este modo se identificaron los períodos de vibración de la estructura dañada y reforzada respectivamente.

Ya que la Rectoría consta de un solo nivel su condición de estructuración es relativamente simple. Debido a esto, únicamente fue necesario el análisis de los espectros de Fourier sin tener necesidad de utilizar funciones de transferencia y coherencia que complementarían la obtención de los períodos de vibración de la estructura.

VI.5.1 ESTRUCTURA DAÑADA POR EL SISMO

Los espectros promedio de las 10 mediciones por canal y medición de la estructura dañada por el sismo se muestran de la figura 81 a la 89:

Tras observar las máximas respuestas, (o picos), de la distribución continua de la amplitud espectral y su respectiva frecuencia en los espectros de Fourier, se pudo identificar los períodos de vibración de la estructura en su condición dañada.

La información más clara para identificar los períodos de traslación, se pudo observar en los canales 2 de la primera y segunda medición por colocarse los sensores en el centro de cada lado de la estructura. El período de rotación se pudo observar en los restantes espectros debido a la colocación excéntrica de los sensores en cada medición.

El período de vibración en la dirección del lado corto se identificó en el canal 2 de la segunda medición con un valor de 0.239 seg, (figura 85); y el período de vibración en la dirección del lado largo en el canal 2 de la primera medición con un valor de 0.211 seg, (figura 82). El período de vibración de rotación identificado fue de 0.180 seg.

Finalmente, los períodos de vibración y su dirección se indican en la tabla 3 y figura 90.

MEDICION 1

Figura 81.

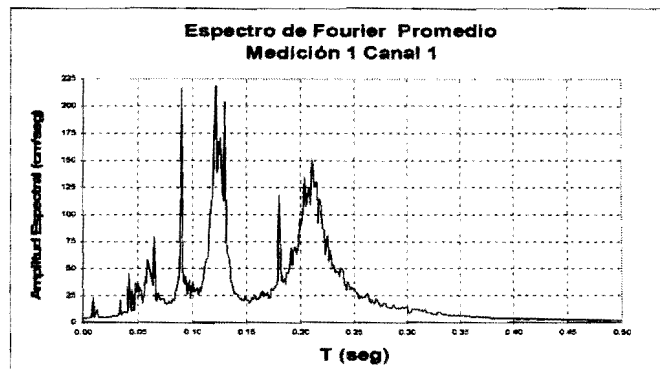


Figura 82.

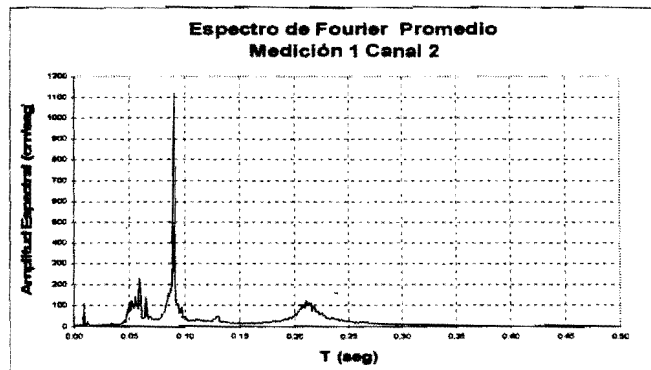
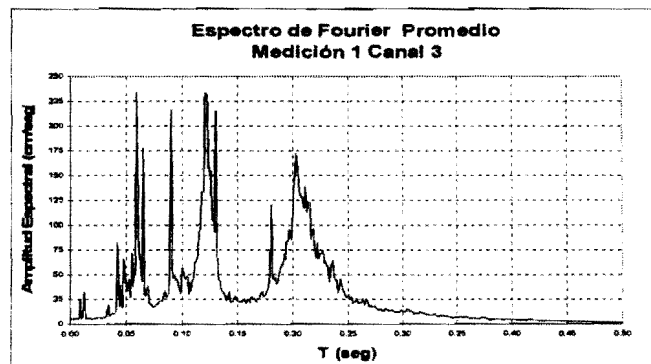


Figura 83.



MEDICION 2

Figura 84.

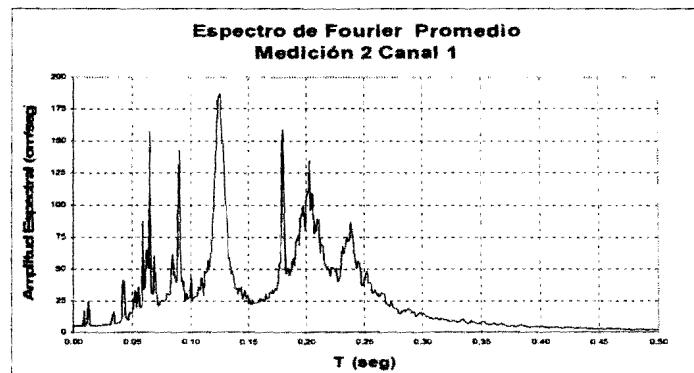


Figura 85.

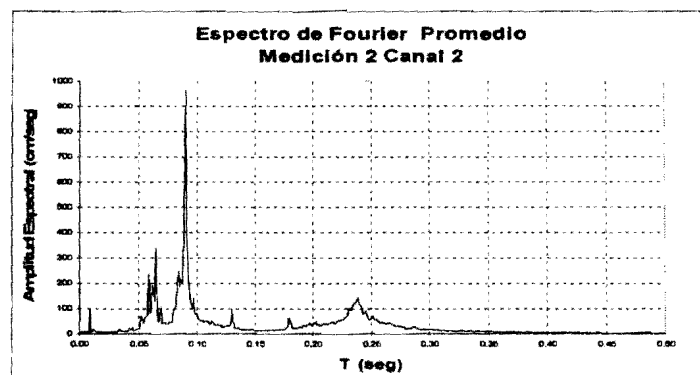
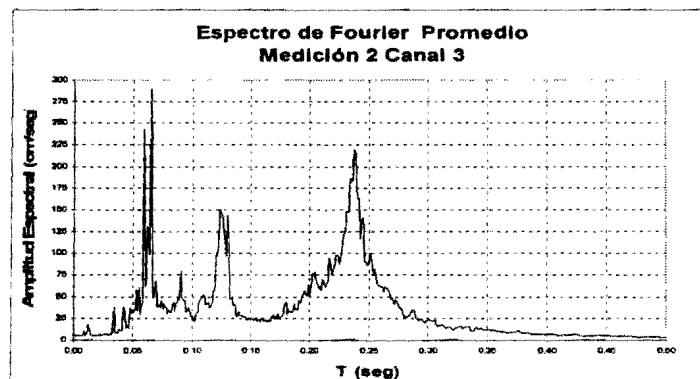


Figura 86.



MEDICION 3

Figura 87.

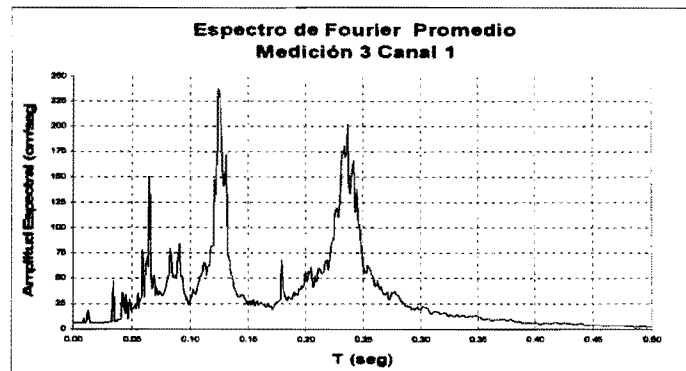


Figura 88.

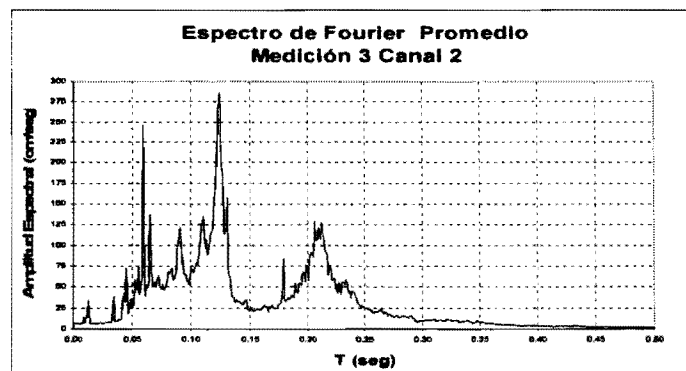
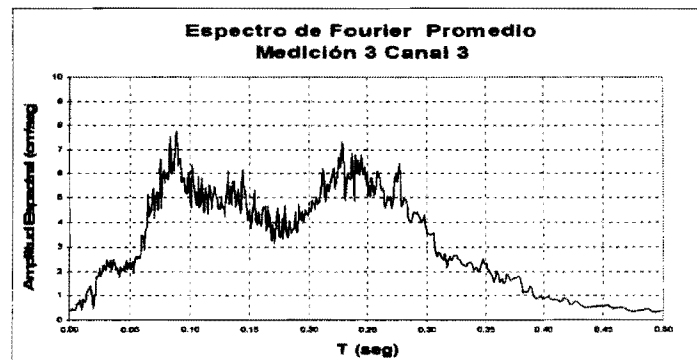


Figura 89.

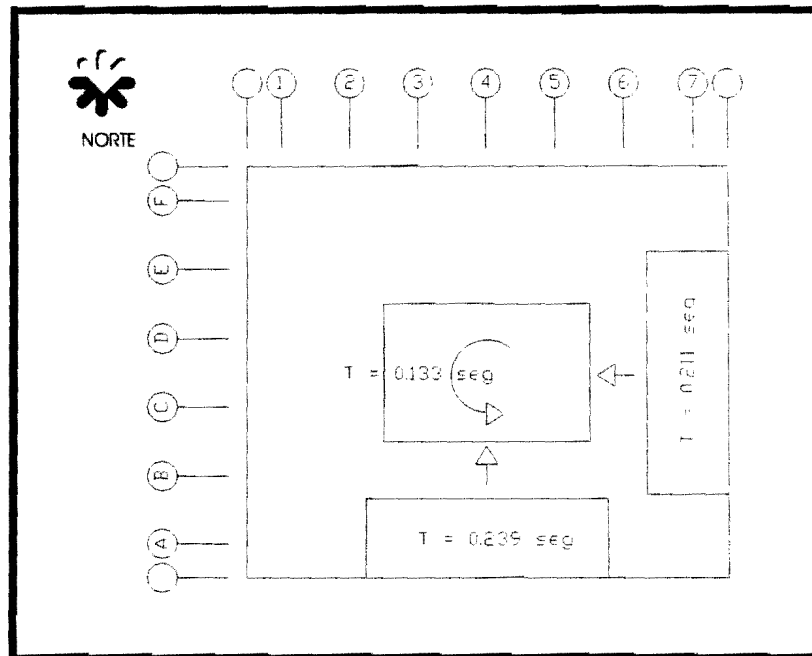


Los períodos de vibración correspondientes a la estructura dañada son:

Tabla 3. Períodos naturales de vibración de la estructura dañada.

Períodos		Dirección
1	0.239	Norte-Sur Este-Oeste Torsión
2	0.211	
3	0.180	

Figura 90. Períodos naturales de vibración de la estructura dañada.



VI.5.2 ESTRUCTURA REFORZADA

Los espectros promedio de las 10 mediciones por canal y medición de la estructura dañada por el sismo se muestran de la figura 91 a la 99:

Del mismo modo que en los anteriores espectros se pudo identificar los períodos de vibración de la estructura en su condición reforzada.

También la información más clara para identificar los períodos de traslación, se pudo observar en los canales 2 de la primera y segunda medición por la misma razón que en las mediciones de la estructura en la condición dañada. En los restantes espectros se pudo identificar el período de rotación.

En este caso, los espectros obtenidos mostraron mayor semejanza a los obtenidos en la condición de la estructura dañada, debido al notable incremento de la rigidez y al desacoplamiento de la masa en cada uno de los períodos de vibración de la estructura.

El período de vibración en la dirección del lado corto se identificó en el canal 2 de la segunda medición con un valor de 0.101 seg, (figura 95); y el período de vibración en la dirección del lado largo en el canal 2 de la primera medición con un valor de 0.097 seg, (figura 92). El período de vibración de rotación identificado fue de 0.078 seg.

Finalmente, los períodos de vibración y su dirección se indican en la tabla 4 y figura 100.

MEDICION 1

Figura 91.

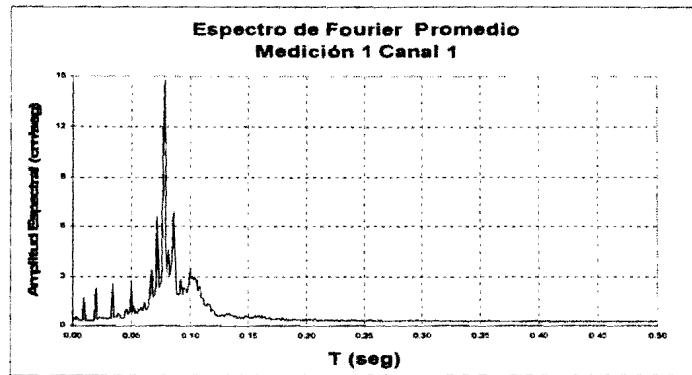


Figura 92.

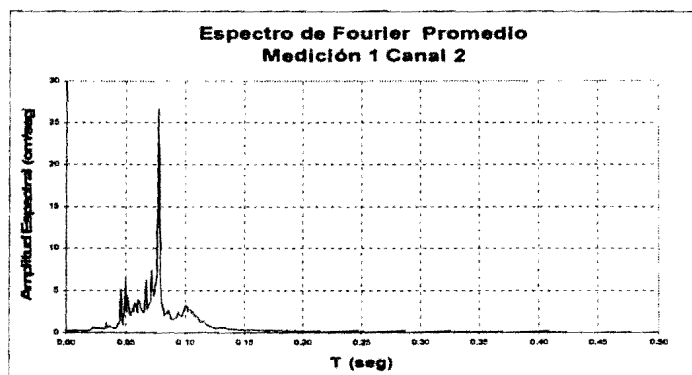
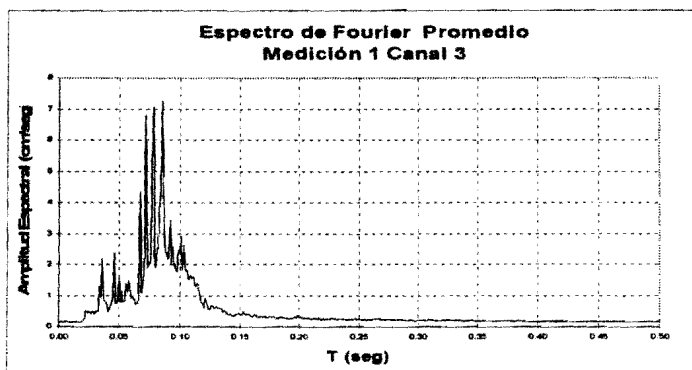


Figura 93.



MEDICION 2

Figura 94.

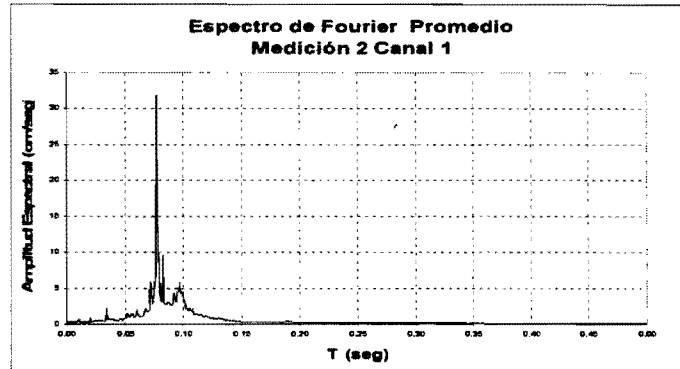


Figura 95.

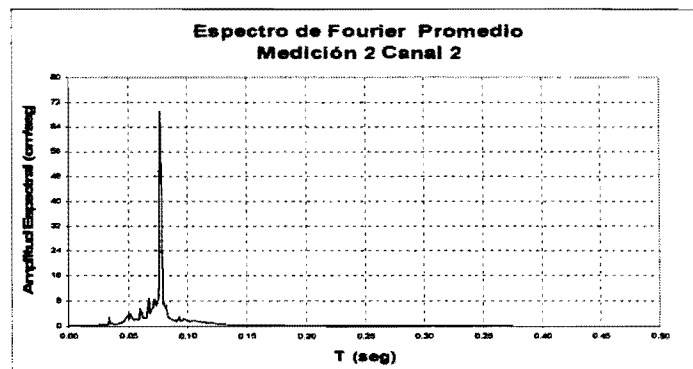
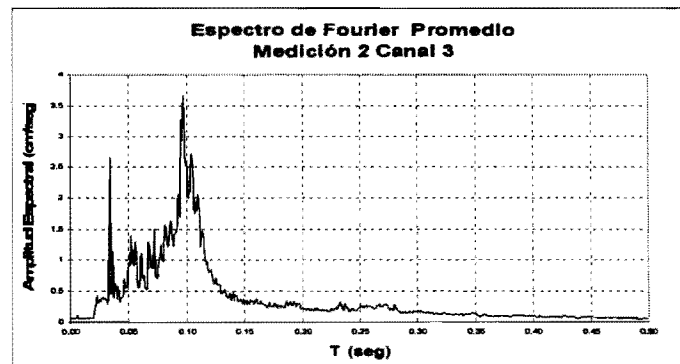


Figura 96.



MEDICION 3

Figura 97.

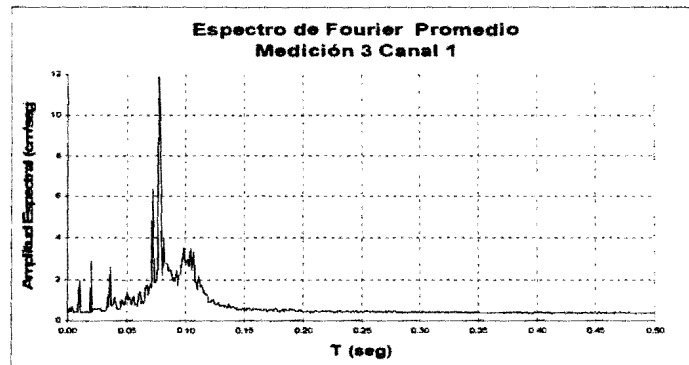


Figura 98.

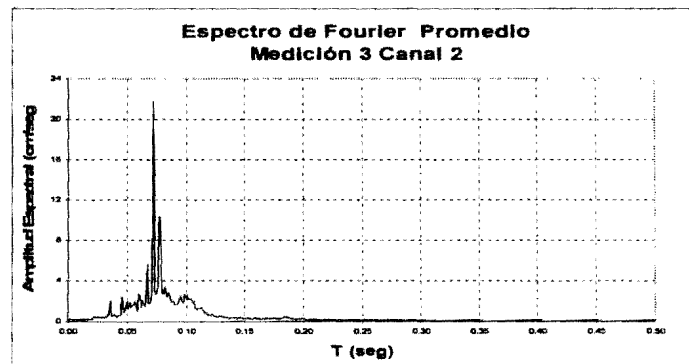
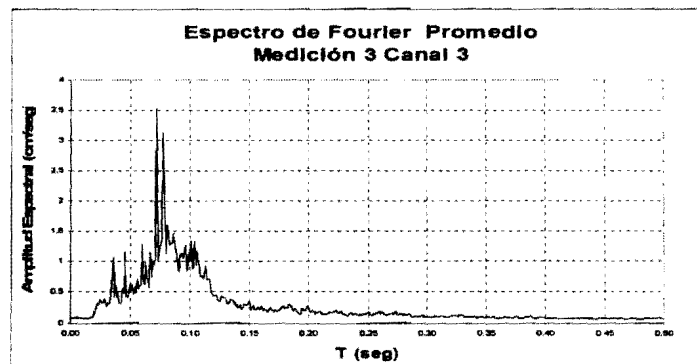


Figura 99.

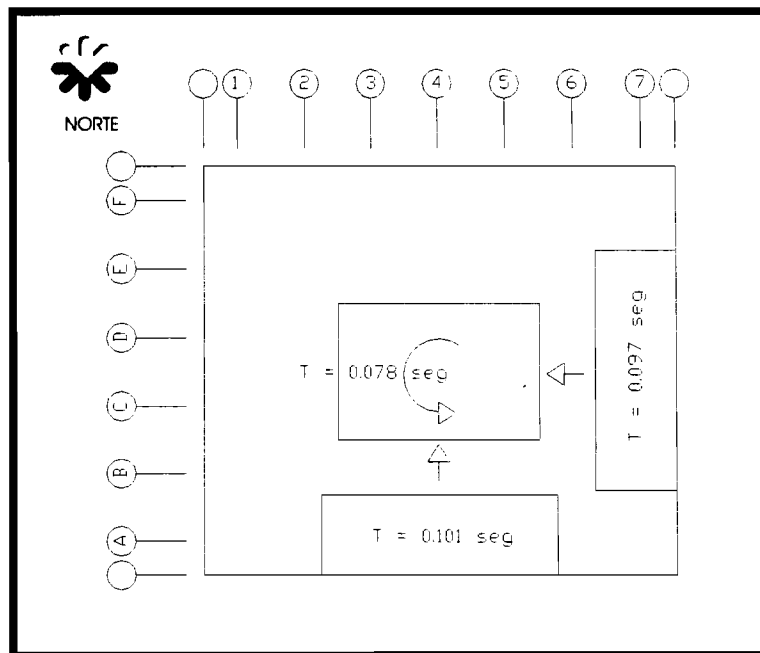


Los períodos de vibración correspondientes al reforzamiento de la estructura son:

Tabla 4. Períodos naturales de vibración de la estructura reforzada.

Períodos		Dirección
1	0.101	Norte-Sur Este-Oeste Torsión
2	0.097	
3	0.078	

Figura 100. Períodos naturales de vibración de la estructura reforzada.



VII. MODELACION MATEMATICA

En la actualidad la representación de estructuras mediante la modelación matemática es muy utilizada. La modelación de estructuras se puede dividir en dos grupos de acuerdo con las consideraciones del modelado: modelos ingenieriles y modelos calibrados.

Los modelos ingenieriles se elaboran tomando con cuenta las hipótesis más comunes de la práctica profesional con fines de análisis y diseño estructural.

Los modelos calibrados se elaboran en base en las consideraciones de análisis necesarias para determinar con mayor aproximación la respuesta estructural, también con fines de análisis y diseño estructural así como de investigación. Este tipo de modelos son los que se emplearon para el estudio del comportamiento de la Rectoría ante eventos sísmicos.

Es importante mencionar que la calibración de los modelos se efectuó al comparar las propiedades dinámicas obtenidas de ellos contra aquellas identificadas a partir de los registros experimentales de vibración ambiental previamente efectuados.

Cabe mencionar que tal calibración se efectuó para los modelos correspondientes a los diferentes estados de la estructura, tal como su estado de daño y su estado de refuerzo.

Una vez calibrados los modelos matemáticos, éstos se utilizaron para estimar las propiedades dinámicas de la estructura con distintas configuraciones de masa y rigidez, y para estudiar el comportamiento de ésta ante solicitaciones de carácter sísmico.

Para el desarrollo de los modelos se empleó un programa de uso común en la práctica profesional, (SAP 2000), orientado al análisis y diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis lineal tridimensional de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas.

VII.1 PRIMERA PARTE. CALIBRACION DE LOS MODELOS

El objetivo principal de esta etapa fue la elaboración de dos modelos en el programa SAP 2000, que reprodujeran los períodos de vibración de la estructura obtenidos en la etapa experimental por medio de la técnica de vibración ambiental. Para obtener un acercamiento razonable entre los períodos obtenidos mediante la modelación y los obtenidos mediante la medición experimental fue necesario efectuar una serie de consideraciones importantes que facilitaran la estimación de tales propiedades dinámicas.

Es importante recordar que los períodos de vibración medidos experimentalmente corresponden a la condición dañada y reforzada de la estructura, por lo que la calibración de un modelo se efectuó con base en los períodos medidos de la estructura reforzada. El propósito del primer modelo fue ampliar el estudio sobre las propiedades dinámicas de la estructura al evaluar, de acuerdo a criterios dinámicos, el refuerzo efectuado en ella.

Por otro lado, con el mismo procedimiento de calibración para la estructura reforzada, con el segundo modelo se conocieron los períodos de vibración de la estructura original. Posteriormente, éste se utilizó durante la segunda etapa de estudio, en donde se efectuó un análisis dinámico paso a paso del modelo con el sismo del 20 de octubre de 1995, para verificar si los elementos mecánicos fueron superiores a las respectivas resistencias de la estructura. De este modo, se complementó el estudio sobre el comportamiento dinámico de la estructura.

VII.1.1 CONSIDERACIONES PRINCIPALES DE ANALISIS

Las consideraciones generales de análisis hechas para la estimación de las propiedades dinámicas del edificio fueron:

- a) El material de toda la construcción, según Narcia *et al*, 1999, se realizó a base de concreto armado, empleando concreto con peso volumétrico de 2200 kg/m^3 y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

La resistencia a la compresión del concreto correspondiente a la estructura original es de 200 kg/cm^2 ; y la resistencia del concreto empleado en el reforzamiento estructural es de 250 kg/cm^2 .

Cabe mencionar que no se cuenta con información experimental sobre las resistencias reales del concreto en sus diferentes etapas, únicamente se conocen las respectivas resistencias a compresión de diseño.

- b) En cuanto a la masa del edificio, se estimó con el propósito de representar las variables más significativas y reales posibles en la contribución de las propiedades dinámicas de la estructura.

De este modo no se consideró el incremento del peso por losa y por mortero especificado en el Reglamento de Construcciones del D.F., en donde establece que para efectos de diseño se consideren tales pesos cuando se efectúe el colado de la losa en la obra, (artículo 197); tampoco se consideró la carga viva de diseño especificada en dicho Reglamento, (artículo 199), y tampoco los factores de carga, (artículo 194).

El peso total de la losa reticular en su condición real para efectos de estudio de acuerdo a la descripción hecha en el capítulo 5, se resume en la tabla 5.

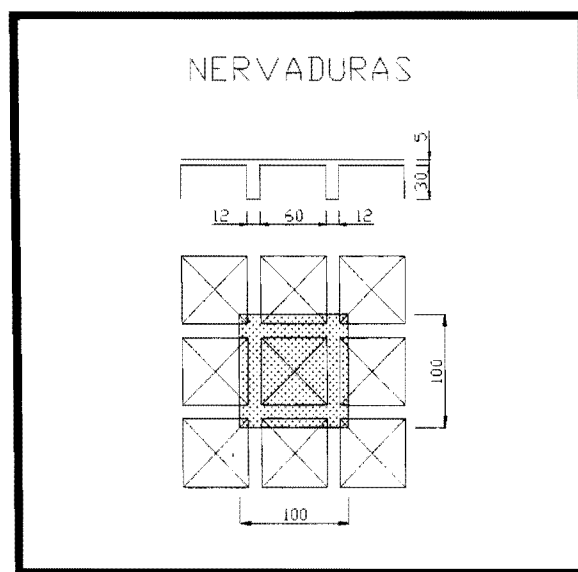
Tabla 5. Peso por unidad de área de la losa reticular.

Elemento	kg/m ²
Nervaduras	345
Relleno de caliche con espesor promedio de 7.5 cm para dar pendiente	101.25
Firme de 2 cm de espesor	44
Mortero de 1 cm de espesor	21
Instalaciones y plafones	20
Impermeabilizantes	10
Casetones	5
Peso total	546.25

El peso de las nervaduras se estableció considerando un ancho promedio de 11 cm debido a que en las especificaciones originales, mostradas en el plano E-2 del Apéndice A, el ancho de las nervaduras varía entre 12 cm y 10 cm. La altura de las nervaduras y el espesor del firme de concreto se muestran en la figura 101.

En cuanto al relleno de caliche su espesor fue de hasta 15 cm de espesor en sus puntos más altos con el fin de proporcionar pendiente a la azotea en una proporción al 2%, lo que significa un espesor promedio de 7.5 cm. También se colocó un firme de concreto de 2 cm de espesor, un mortero cal-arena de 1 cm por encima del relleno de caliche. Lo anterior se puede observar en la figura 21 expuesta en el capítulo de descripción de la estructura.

Figura 101. Vista en planta y elevación de losa reticular.



El peso correspondiente a la instalación y plafones, así como el del impermeabilizante y casetones de poliestireno se tomaron de los determinados por Narcia *et al*, 1999.

El faldón perimetral que se encuentra unido a la losa de azotea con dimensiones de 0.10 m por 1.43 m de altura, representa una carga de:

$$W_{\text{faldón}} = 0.314 \text{ Ton/m}$$

El cálculo del peso total del sistema de piso de la estructura original se muestra en la tabla 6.

Tabla 6. Peso total del sistema de piso de la estructura original.

Peso de la losa reticular $0.546 [56 \times 48 - 24 \times 16 - 237.60] =$	1 128.25 Ton
Peso del faldón perimetral $0.314 [2 (56 + 48) + 2 (24 + 16)] =$	90.43 Ton
Peso de columnas $\frac{1}{2} \times 3.05 \times 0.5^2 \times 36 \times 2.200 =$	30.19 Ton
Peso de los ábacos $3 \times 2.20 \times 0.35 \times 36 \times 2.200 =$	182.95 Ton
Peso Total	1 431.82 Ton
Masa Total (m) Peso Total / 9.81	145.95 Ton s²/m

Para la estructura reforzada el peso del material colocado en la azotea se mantuvo constante; sin embargo, hay dos elementos que incrementaron el peso del sistema de piso.

El primero fue el haber colocado en el perímetro exterior una fachada de tablaroca sobre una estructura metálica ligera anclada en el faldón perimetral existente mostrada en la figura 38, presentada en el capítulo de descripción de la estructura.

El incremento del peso por el faldón perimetral en la fachada exterior representó una carga de:

$$W_{\text{faldón}} = 0.364 \text{ Ton/m}$$

El segundo fue el incremento en el peralte y dimensiones de las zonas macizas. El peralte se incrementó en la parte inferior en un promedio de 15 cm, y 10 en la parte superior para anclar el armado proveniente de las columnas, resultando finalmente en un incremento de 25 cm. En la figura 106 se puede observar el detalle en elevación de la zona maciza en la losa.

El cálculo del peso total del sistema de piso de la estructura reforzada se muestra en la tabla 7.

Tabla 7. Peso total del sistema de piso de la estructura reforzada.

Peso de la losa reticular $0.546 [56 \times 48 - 24 \times 16 - 1828.8] =$	998.52 Ton
Peso del faldón perimetral $0.364 [2 (56 + 48)] + 0.314 [2 (24 + 16)] =$	100.83 Ton
Peso de columnas $\frac{1}{2} \times 3.05 \times 0.8^2 \times 36 \times 2.200 =$	77.29 Ton
Peso de ábacos $4 \times 3.30 \times 0.55 \times 36 \times 2.200 =$	575.00 Ton
Peso Total	1 681.65 Ton
Masa Total (m) Peso Total / 9.81	171.42 Ton s²/m

El momento de inercia de la masa para un diafragma rectangular respecto al eje vertical que pasa por el centro de masa ubicado en el centroide del diafragma, es el siguiente:

$$J = m [(b_1^2 + a_1^2) / 12 - (b_2^2 + a_2^2) / 12] = m \times 384$$

donde:

b_1, a_1 son las dimensiones exteriores de la planta, (56 m y 48 m respectivamente).
 b_2, a_2 son las dimensiones del hueco en el interior de la planta, (24 m y 16 m respectivamente).

De este modo, se calcularon las masas rotacionales para las dos condiciones de la estructura.

$$\begin{array}{llll} J(M \text{ rot.}) & = & 56\,044 & \text{Ton s}^2 \text{ m} & \text{para la estructura original} \\ J(M \text{ rot.}) & = & 65\,825 & \text{Ton s}^2 \text{ m} & \text{para la estructura reforzada} \end{array}$$

- c) Al tratarse de una estructura de concreto, los módulos de elasticidad se establecieron de acuerdo con los niveles de esfuerzo, y debido a que no se contó con información experimental sobre valores del módulo de elasticidad real, se decidió emplear el módulo propuesto por el reglamento del ACI.

Según el ACI, el módulo de elasticidad de acuerdo a la clasificación del concreto estará dado por la expresión:

$$E = 2.2^{1.5} \times 4000 (f_c)^{1/2}$$

Por lo que para el concreto con resistencia de 200 kg/cm² correspondiente a la estructura original el módulo de elasticidad es el siguiente:

$$E_o = 2.2^{1.5} \times 4000 (200)^{1/2} = 184\,590 \text{ kg/cm}^2$$

Del mismo modo para el concreto con resistencia de 250 kg/cm² correspondiente al reforzamiento de la estructura el módulo de elasticidad es el siguiente:

$$E_r = 2.2^{1.5} \times 4000 (250)^{1/2} = 206\,378 \text{ kg/cm}^2$$

Es importante mencionar que las expresiones propuestas para calcular el módulo de elasticidad por diversos reglamentos, han sido formuladas principalmente con el propósito de proveer valores conservadores, donde quizás sea deseable para el cálculo de deflexiones estáticas. Sin embargo, para ciertos casos en el diseño sísmico, con menores valores de E producirían períodos de vibración mayores a los reales, lo cual significaría un cortante basal menor de diseño que aquel correspondiente al verdadero valor del módulo de elasticidad, (Paulay *et al*, 1992).

También es importante mencionar que el módulo de elasticidad bajo índices dinámicos de carga, los cuales son característicos de la acción sísmica, es mayor que el valor dado por pruebas de bajo índice de deformación. Como consecuencia de los puntos anteriores, los valores del módulo de elasticidad basados en las expresiones propuestas, pueden ser tanto como un 30 o 40 % inferiores a los valores reales. Es por esto que, de querer lograr un diseño sísmico conservador, se puede amplificar el módulo propuesto por las expresiones, hasta un 30 %, al calcular la rigidez de los elementos resistentes a la fuerza lateral, (Paulay *et al*, 1992).

De este modo se adoptaron los siguientes valores del módulo de elasticidad para la calibración de los modelos:

$$E_o = 184\,590 \times 1.3 = 239\,967 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_r = 206\,378 \times 1.3 = 268\,291 \text{ kg/cm}^2$$

- d) Con el propósito de considerar los efectos de corte, se adoptó el módulo de Poisson, (ν), de 0.2; y conociendo la relación entre el módulo de elasticidad, E, y el módulo de cortante, G, es el siguiente:

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

- e) En cuanto a las propiedades geométricas de las secciones de los elementos estructurales; se consideraron las secciones brutas de las columnas sin refuerzo para el modelo correspondiente a la estructura original; pensando que las mismas, por estar generalmente a compresiones altas, no tendrán mucho agrietamiento, (figura 102). Las propiedades geométricas de la sección bruta para el modelo correspondiente a la estructura original se resumen en la tabla 8.

Figura 102. Sección bruta en columnas de estructura original.

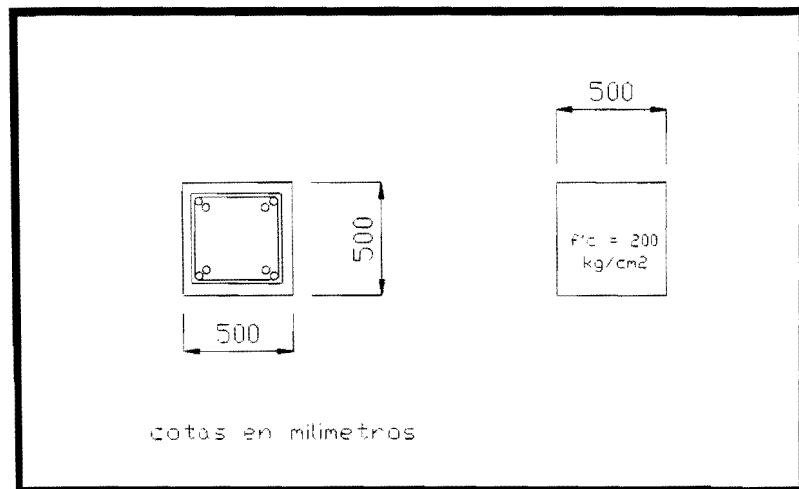
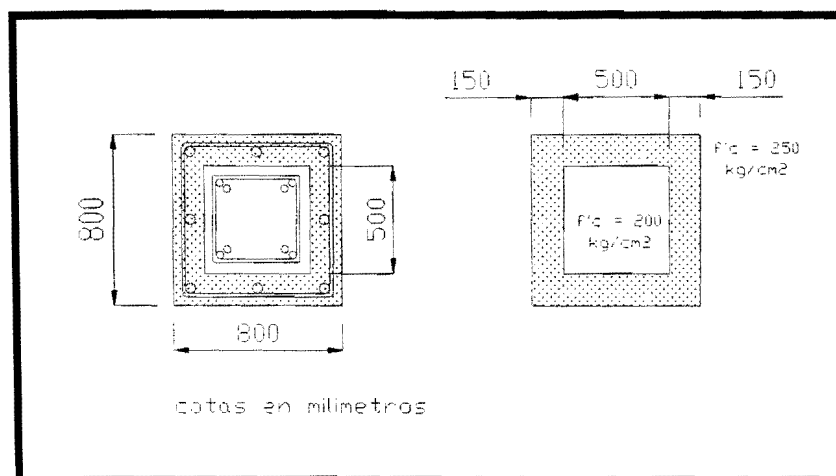


Tabla 8. Propiedades geométricas de la sección bruta para el modelo correspondiente a la estructura original.

Elemento	Area cm ²	Inercia cm ⁴
Col 50 x 50 cm	50 x 50	50 ⁴ / 12
	Area Total cm ²	Inercia Total cm ⁴
	2500	520 833

Para el modelo correspondiente a la estructura reforzada se consideró el acoplamiento de dos secciones con resistencias a la compresión de diseño diferentes, (200 kg/cm² y 250 kg/cm²), en una sección transformada sin refuerzo. Esta sección transformada se muestra en la figura 103

Figura 103. Sección transformada en columnas de estructura reforzada.



Para el cálculo de las propiedades geométricas de la sección transformada se obtuvo la relación modular, (n), entre los dos concretos con diferentes resistencias a la compresión de diseño.

$$n = 206\,378 / 184\,590 = 1.118$$

La sección se transformó a un concreto con resistencia de 250 kg/cm²; por lo que el concreto correspondiente a la columna original, ubicado en el centro de la columna, se transformó a un concreto con tal resistencia. Una vez obtenida la relación modular, se dividió la sección en áreas pequeñas mostradas en la figura 104.

Las propiedades geométricas de la sección transformada para el modelo correspondiente a la estructura reforzada se resumen en la tabla 9.

Figura 104. Sección transformada sin refuerzo.

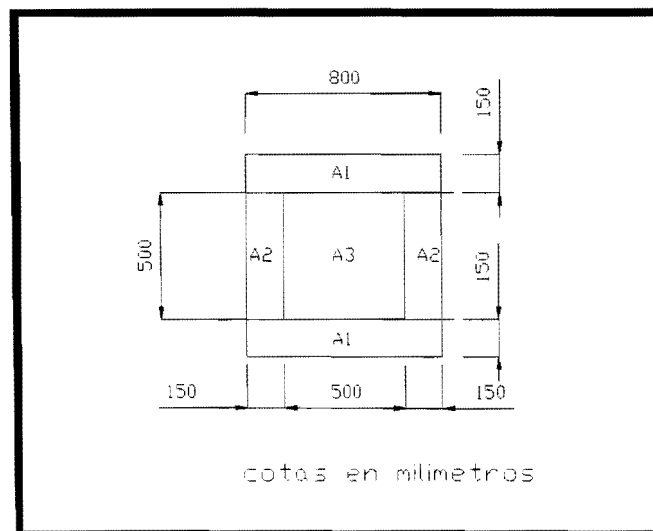


Tabla 9. Propiedades geométricas de la sección transformada para el modelo correspondiente a la estructura reforzada.

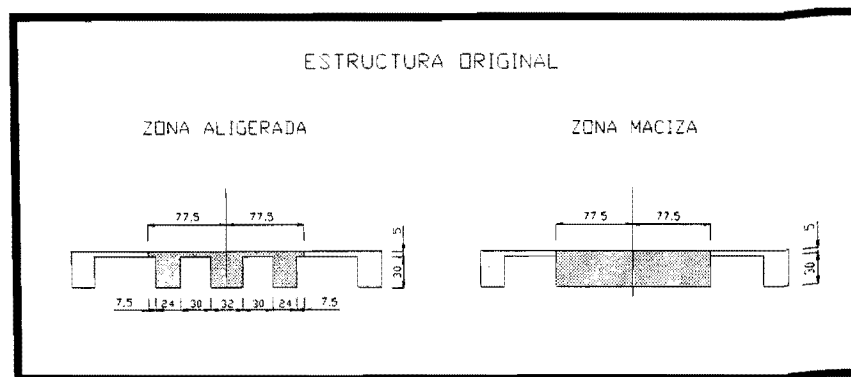
Elemento	Area cm ²	Inercia cm ⁴
A1	80 x 15	$2 \times 80 \times 15^3 / 12 + 2 \times 15 \times 80 \times 32.5^2$
A2	50 x 15	$2 \times 15 \times 50^3 / 12$
A3	50 x 50 / 1.118	$(50^4 / 12) / 1.118$
	Area Total cm²	Inercia Total cm⁴
	4186	3 358 361

- f) Las losas reticulares de piso se modelaron como vigas equivalentes, con un ancho calculado mediante la propuesta de las NTC-Concreto de 1993; donde se especifica tomar un ancho equivalente de $C_2 + 3H$, siendo C_2 la dimensión de la columna medida en forma perpendicular a la dirección de análisis y H el peralte de la losa.

El sistema de piso se idealizó como un sistema a base de losas planas aligeradas; en donde se consideró un momento de inercia para la zona de los apoyos (donde hay una zona maciza), y el de la zona central o aligerada (donde se descontaron los huecos de los casetones).

Para el caso de la estructura original con columnas de 50 cm y peralte de la losa aligerada de 35 cm, el ancho equivalente fue de 155 cm. El ancho equivalente de las vigas que conformaron el sistema de piso para el modelo se puede ver en la figura 105.

Figura 105. Ancho equivalente del sistema de piso.



Las propiedades geométricas de las zonas aligeradas y de las zonas macizas tanto como para la estructura inicial se indican en la tabla 10.

Tabla 10. Propiedades geométricas de las vigas equivalentes en el sistema de piso para la estructura original.

Estructura Original	
Zona Aligerada	Zona Maciza
<p>Area 3115 cm²</p> <p>Inercia 355 408 cm⁴</p>	<p>Area 5425 cm²</p> <p>Inercia 553 802 cm⁴</p>
Propiedades promedio	
<p>Area 4270 cm²</p> <p>Inercia 454 605 cm⁴</p>	

En la figura 106 se puede observar las zonas macizas correspondientes a la estructura original y a la reforzada. Es importante mencionar que el pequeño escalón de 10 cm en la parte superior de la losa, hecho para alojar el armado longitudinal proveniente de las columnas, por lo que se considerará para efectos del cálculo de las propiedades geométricas de la zona maciza en la condición reforzada de la estructura; de este modo se considerará una zona maciza de 55 cm de peralte.

Para el caso de la estructura reforzada con columnas de 80 cm y peralte de la losa aligerada de 35 cm, el ancho equivalente fue de 215 cm. El ancho equivalente de las vigas que conformaron el sistema de piso para el modelo se puede ver en la figura 107.

Las propiedades geométricas de las zonas aligeradas y de las zonas macizas tanto como para la estructura inicial se indican en la tabla 11.

Figura 106. Elevación de zona maciza en losa.

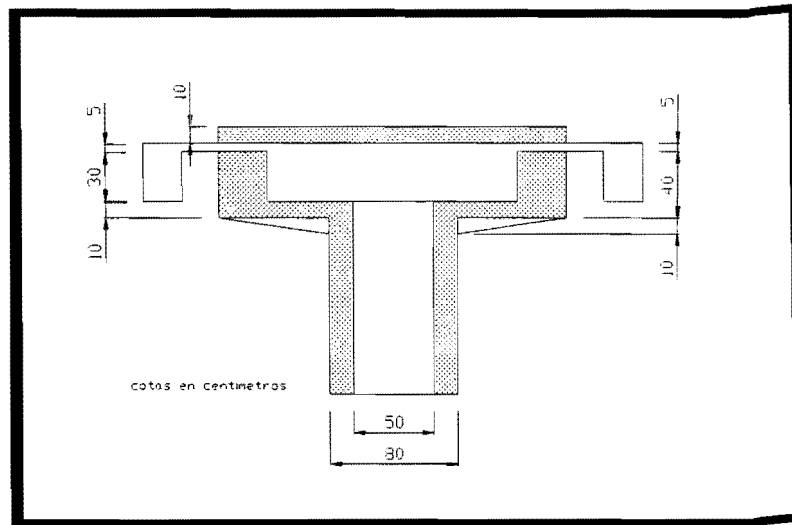


Figura 107. Ancho equivalente del sistema de piso.

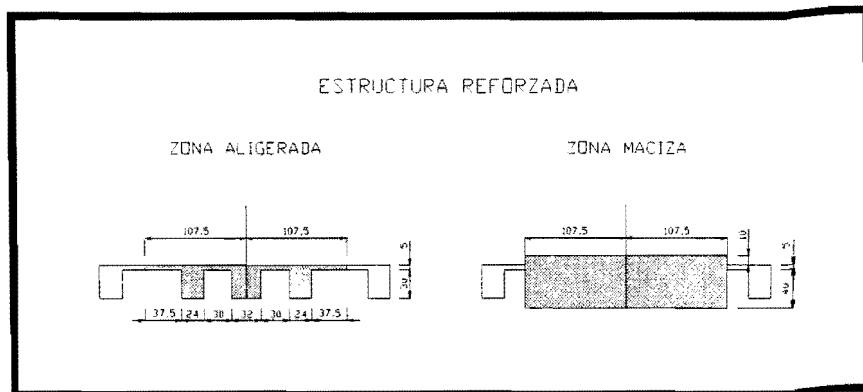


Tabla 11. Propiedades geométricas de las vigas equivalentes en el sistema de piso para la estructura reforzada.

Estructura Reforzada	
Zona Aligerada	Zona Maciza
Area 3475 cm ² Inercia 403 324 cm ⁴	Area 11825 cm ² Inercia 2 980 885 cm ⁴
Propiedades promedio	
Area 7650 cm ² Inercia 1 692 104 cm ⁴	

- g) Los muros de mampostería han permanecido en el mismo sitio desde el inicio hasta la actualidad, ubicándose en la zona de baños mostrados en la figura 35 expuesta en el capítulo de descripción de la estructura.

Es necesario comentar que los muros de mampostería siguen siendo una modalidad frecuente en nuestro medio de construir paredes divisorias. Generalmente, este tipo de mampostería tiende a trabajar estructuralmente; sin embargo, ésta consta de materiales muy frágiles que sufren daños ante deformaciones pequeñas.

El daño presentado en los muros de mampostería muestra determinada participación estructural. Esta indica que los muros no fueron correctamente desligados como lo indica el Plano E-3, en donde se muestra el detallado que se recomendó para lograr el correcto desligue de los muros. Es por esto se decidió considerarlos en el modelado de la estructura tanto para el modelo correspondiente a la estructura original como para el de la reforzada.

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como del procedimiento de construcción del muro. La resistencia a compresión del conjunto piezas-mortero puede variar, tanto para piezas débiles de barro o de cemento de fabricación artesanal, como para piezas de alta calidad producidas industrialmente. Los valores de las principales propiedades mecánicas de la mampostería se obtuvieron de las NTC-Mampostería, 1993, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Las propiedades de los muros de mampostería considerados son las siguientes:

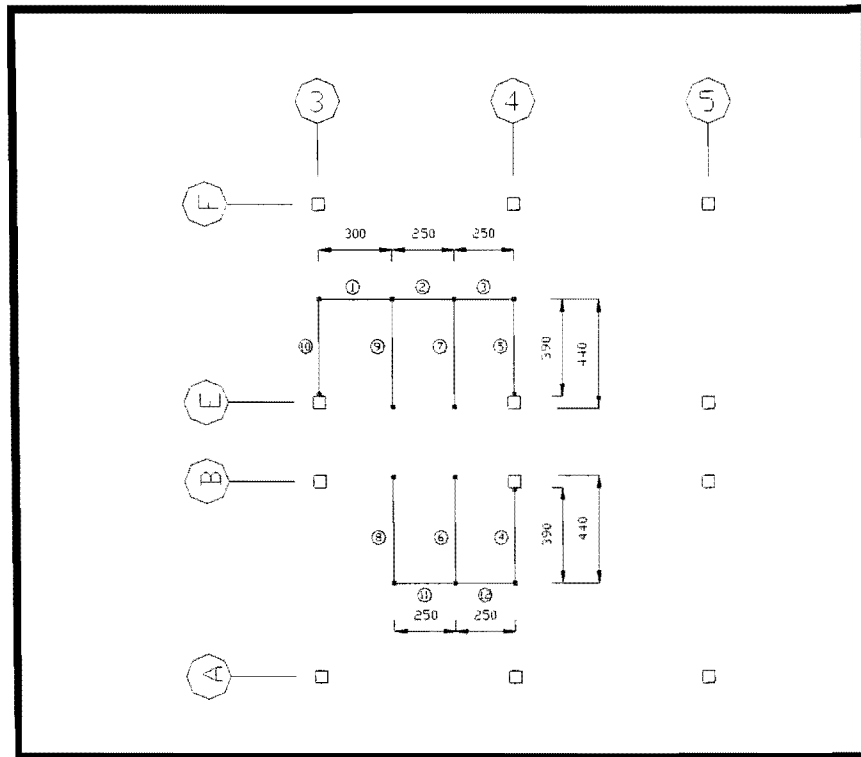
- Espesor del muro, t , de 15 cm.
- Resistencia a la compresión, f^*_m , de 15 kg/cm². Esta resistencia considera que la resistencia de las piezas es de por lo menos de 60 kg/cm² y el mortero empleado sea tipo 3, según las NTC-Mampostería, 1993. Estos valores fueron aceptados debido a que no se cuenta con pruebas experimentales de las piezas.
- Resistencia al corte, v^*_m , de 3 kg/cm².
- Módulo de elasticidad, $E_m = 600 f^*_m = 9000$ kg/cm².
- Módulo de corte, $G_m = 3600$ kg/cm². Se considera que el módulo de cortante es igual al 40% de módulo de elasticidad del muro de mampostería.

En cuanto a las propiedades de los castillos de concreto, y a las dalas (de desplante y de remate), que confinan los muros de mampostería, las propiedades son las siguientes:

- Castillos y dalas con sección cuadrada de 15 cm por lado.
- Refuerzo longitudinal con 4 varillas del No. 3, y estribos del No. 2 a cada 20 cm.
- Resistencia a la compresión, f^*_c , de 200 kg/cm².
- Módulo de elasticidad, $E_o = 2.2^{1.5} \times 4000 (200)^{1/2} = 184\,590$ kg/cm²

En la figura 108 se muestran la ubicación de los muros.

Figura 108. Ubicación y dimensiones de muros de mampostería.



Finalmente, las dimensiones y las propiedades de los muros de mampostería obtenidos se resumen en la tabla 12.

Tabla 12. Propiedades de los muros de mampostería.

Elemento	espesor muro cm	longitud muro cm	altura muro cm	Modulo de Elasticidad kg/cm ²	Modulo de Corte kg/cm ²
Muro 2, 3, 11, 12	15	250	305	9000	3600
Muro 1	15	300	305	9000	3600
Muro 4, 5, 10	15	390	305	9000	3600
Muro 6, 7, 8, 9	15	440	305	9000	3600

Es importante mencionar que para haber logrado un adecuado desligue de los muros, tanto en la estructura original y principalmente en su etapa de reforzamiento, se debió haber proporcionado una holgura generosa entre el muro y la estructura principal con una separación mínima del orden de 2 cm. Esta separación debió haberse efectuado con respecto a los elementos estructurales cercanos al muro, tal como la losa y columnas. En este último caso pudo haber convenido colocar los muros divisorios fuera de los ejes de columnas, tal como se puede ver en el muro de la figura 67; y aunque esta solución presenta ventajas en el comportamiento estructural, suele traer complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico.

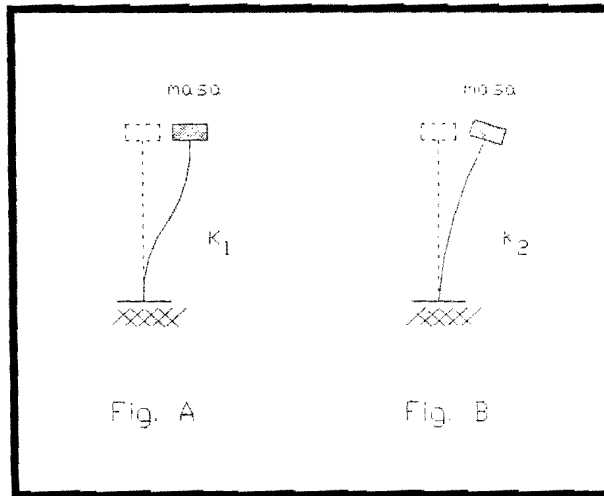
Otras soluciones de desligue adecuadas consisten en guiar en la parte superior del muro con ángulos o canales, o mediante guías que entran en muescas preparadas en la losa; el problema principal de estas soluciones es que las holguras que se dejan entre muro y losa, y entre muro y columna deben sellarse con un material muy flexible. El material más apropiado es probablemente la espuma de poliestireno.

VII.1.2 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Un criterio importante de estudio fue que debido a la sencilla estructuración, de la Rectoría un solo nivel, se pudo visualizar como un sistema formado por un péndulo invertido con una masa concentrada en su extremo y restringido al desplazamiento en su base debido al tipo de suelo de la Colina Universitaria; así como un elemento lateralmente resistente representativo del conjunto de columnas de la estructura.

La rigidez lateral del sistema anteriormente descrito depende del tipo de desplazamiento permitido en el extremo. Esto se puede observar en la figura 109 donde se muestran dos casos en particular de sistemas con diferente tipo de desplazamiento en su extremo. Cabe mencionar que no se tomó en cuenta la contribución de los muros de mampostería ubicados en la zona de baños, y que se consideró empotramiento en la base.

Figura 109. Sistemas con diferente tipo de desplazamiento.



La consideración importante del caso A es el único desplazamiento lateral de la masa en el extremo, implicando así una rigidez total del sistema de piso comportándose como infinitamente rígido. La rigidez lateral para este sistema es la siguiente:

$$K_1 = 36 \times [12 E I / L^3]$$

Para el caso B la diferencia radica en permitir la rotación de la masa adicionalmente al desplazamiento lateral en el extremo, significando una gran flexibilidad del sistema de piso. La rigidez lateral para este sistema es la siguiente:

$$K_2 = 36 \times [3 E I / L^3]$$

Una vez identificados ambos casos, los períodos de vibración se obtuvieron con la siguiente expresión:

$$T = 2 \pi (M / K)^{1/2}$$

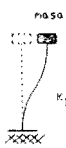
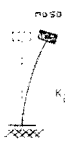
donde:

M es la masa del sistema

K es la rigidez lateral del sistema de acuerdo a las principales consideraciones de modelado descritas anteriormente para los valores del módulo de elasticidad, (E) y la inercia, (I).

De este modo se obtuvieron los períodos de vibración para cada caso según la rigidez del sistema de piso, tanto para el sistema que representa la estructura original, (tabla 13), como el de la reforzada, (tabla 14).

Tabla 13. Períodos de vibración y rigideces laterales correspondientes a la estructura original.



ESTRUCTURA ORIGINAL	
	
Inercia	$I = 0.005208 \text{ m}^4$
Módulo de Elasticidad	$E_o = 2\,399\,670 \text{ Ton/m}^2$
Masa	$m = 145.95 \text{ Ton s}^2/\text{m}$
Longitud	$L = 3.05 \text{ Ton s}^2/\text{m}$
Rigidez lateral	
$K_1 = 36 \times [12 E I / L^3]$	$K_2 = 36 \times [3 E I / L^3]$
$K_1 = 190\,285 \text{ Ton/m}$	$K_2 = 47\,571 \text{ Ton/m}$
Períodos de Vibración	
$T = 0.174 \text{ seg}$	$T = 0.348 \text{ seg}$

Considerando que debido al daño provocado por el sismo en la estructura original, el período de vibración fundamental se debió incrementar hasta el valor experimental medido de 0.239 seg; y obtenidos los valores del período de vibración del sistema de un grado de libertad, 0.174 seg y 0.348 seg respectivamente, el período de vibración fundamental de la estructura original debe ubicarse entre el valor obtenido para el sistema de un grado de libertad, (0.174 seg), y el período experimental de la estructura dañada, (0.239 seg).

Es importante remarcar que el período fundamental de vibración de la estructura original se encuentra más cercano a la consideración de que el sistema de piso actúa como infinitamente rígido que como flexible, para el cuál corresponde un valor considerablemente grande, (0.348 seg).

El valor del período fundamental de la estructura original se conoció al efectuarse el modelado del sistema en el programa SAP 2000.

Tabla 1 4. Períodos de vibración y rigideces laterales correspondientes a la estructura reforzada.

ESTRUCTURA REFORZADA	
	
Inercia	$I_{TRANS} = 0.03358361 \text{ m}^4$
Módulo de Elasticidad	$E_r = 2\,682\,910 \text{ Ton/m}^2$
Masa	$m = 171.42 \text{ Ton s}^2/\text{m}$
Longitud	$L = 3.05 \text{ Ton s}^2/\text{m}$
Rigidez lateral	
$K_1 = 36 \times [12 \text{ E I } / \text{ L}^3]$	$K_2 = 36 \times [3 \text{ E I } / \text{ L}^3]$
$K_1 = 1\,371\,885 \text{ Ton/m}$	$K_2 = 342\,971 \text{ Ton/m}$
Períodos de Vibración	
$T = 0.070 \text{ seg}$	$T = 0.140 \text{ seg}$

Del mismo modo que en el caso anterior se recuerda que el período de vibración fundamental experimental medido en la estructura reforzada fue de 0.101 seg; y ubicando el período de vibración obtenido para el sistema de un grado de libertad entre el correspondiente al de un sistema de piso infinitamente rígido, (0.070 seg), y el correspondiente a uno flexible, (0.140 seg), también nos indica que el sistema de piso actúa más como infinitamente rígido que como flexible.

Finalmente los valores obtenidos de los períodos de vibración mediante la consideración del sistema de un grado de libertad sirvieron como parámetros extremos para verificar los períodos de vibración obtenidos mediante el modelo efectuado en el programa SAP 2000.

VII.1.3 MODELADO DEL SISTEMA EN EL PROGRAMA SAP 2000.

El modelo elaborado consistió de una estructura tridimensional de un nivel, con la estructuración y dimensiones en planta indicadas en el plano E-3 del Apéndice A. La figura 110 muestra el modelo elaborado con el programa SAP 2000. Los elementos estructurales se modelaron de acuerdo a las consideraciones principales de análisis anteriormente descritas.

Es importante mencionar que la dirección norte-sur de la Rectoría, la que corresponde al sentido corto de la estructura, corresponde al eje Y del modelo. De este modo la dirección este-oeste corresponde al eje X del modelo y la dirección vertical al eje Z. Lo anterior se puede observar en la figura 111.

Figura 110. Modelo tridimensional del programa SAP 2000.

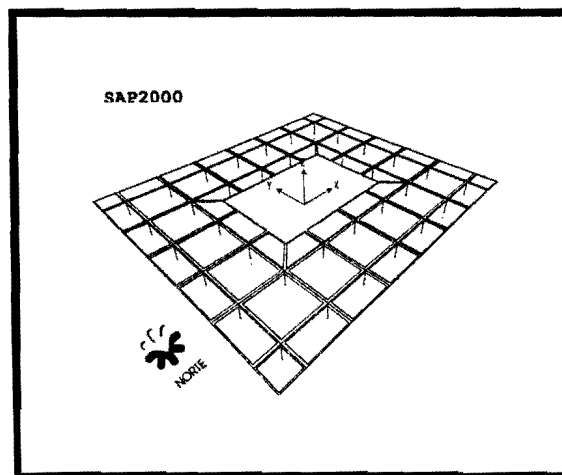
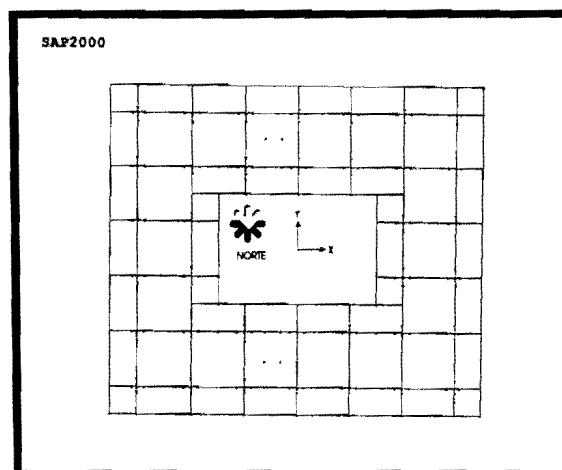


Figura 111. Ubicación de los ejes del modelo respecto al norte geográfico



Con el tipo de modelo mencionado se efectuó un modelo por cada condición de la estructura; es decir, se realizó un modelo denominado CAL1 para la condición original de la estructura, y otro denominado CAL2 para la condición del refuerzo.

Las consideraciones importantes del modelado para el modelo se resumen a continuación:

- Se emplearon dos tipos de concreto con resistencia diferente:
Un concreto con resistencia de 200 kg/cm^2 , correspondiente al modelo de la estructura original; y otro con resistencia de 250 kg/cm^2 , correspondiente al concreto empleado en el reforzamiento estructural.
- Se estimaron masas diferentes tanto para la estructura original como para la estructura reforzada, con el propósito de representar las variables más significativas y reales posibles en la contribución de las propiedades dinámicas de la estructura. Tales masas se ubicaron en el centro geométrico del modelo. Se asignaron tres masas a cada posible desplazamiento de las mismas, dos en el sentido horizontal asociado a los modos de vibrar traslacionales, y otro en sentido vertical asociado al modo de vibrar rotacional.
- Se empleó un módulo de elasticidad amplificado según Paul *et al*, 1992, para cada tipo diferente de concreto.
- En cuanto a las propiedades geométricas hubo dos consideraciones importantes efectuadas en ambos modelos:
 - a. Para las columnas se emplearon dos tipos diferentes de sección: Una sección gruesa para el modelo CH1 con resistencia de 200 kg/cm^2 , y una sección transformada con resistencia de 250 kg/cm^2 para el modelo CH2.
 - b. La consideración de modelado para el sistema de piso consistió en visualizarlo como un sistema de vigas con sus respectivas propiedades tanto para las zonas macizas, (ábacos), como para las zonas aligeradas.
- La contribución de los muros de mampostería se consideró al introducir en los modelos de la estructura original y reforzada.

Figura 112. Ubicación de los muros en la dirección este-oeste, (marcados con X).

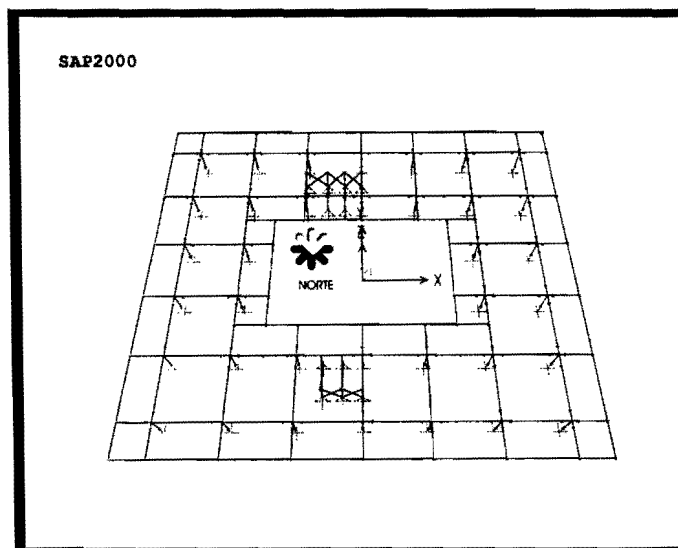
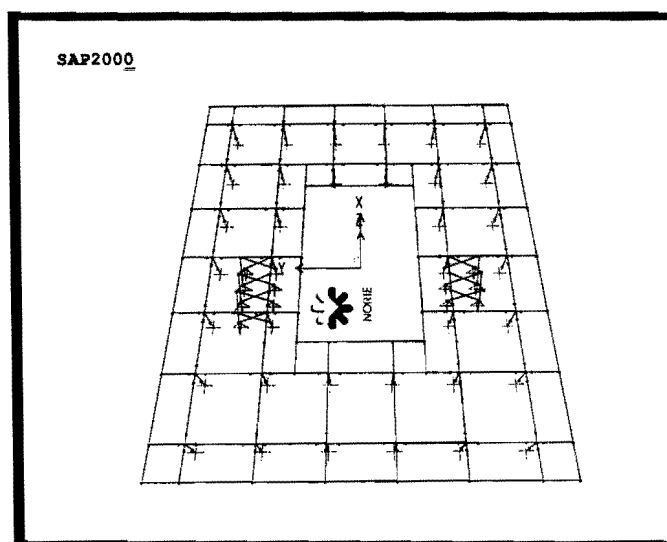


Figura 113. Ubicación de los muros en la dirección norte-sur, (marcados con X).



Las propiedades de los diferentes elementos empleados en el modelo CH1 y CH2 se resumen en la tabla 15.

Tabla 15. Propiedades de los elementos empleados en los modelos.

MODELO CH1	MODELO CH2
<p>MASA</p> <p>M1 = 145.950 Ton s² / m</p> <p>M2 = 145.950 Ton s² / m</p> <p>M3 = 56 044 Ton s² m</p> <p>MODULO DE ELASTICIDAD</p> <p>Columnas y Vigas Equivalentes</p> <p>Eo = 2 399 670 T / m²</p> <p>2) Muros de mampostería</p> <p>Em = 90 000 T / m²</p> <p>PROPIEDADES GEOMETRICAS</p> <p>Columnas</p> <p>A = 0.2500 m²</p> <p>I = 0.005 208 m⁴</p> <p>Vigas Aligeradas</p> <p>A = 0.3115 m²</p> <p>I = 0.003 5540 m⁴</p> <p>Abacos</p> <p>A = 0.5425 m²</p> <p>I = 0.005 5380 m⁴</p>	<p>MASA</p> <p>M1 = 171.420 Ton s² / m</p> <p>M2 = 171.420 Ton s² / m</p> <p>M3 = 65 825 Ton s² m</p> <p>MODULO DE ELASTICIDAD</p> <p>Columnas y Vigas Equivalentes</p> <p>1) Er = 2 682 910 T / m²</p> <p>2) Muros de mampostería</p> <p>Em = 90 000 T / m²</p> <p>PROPIEDADES GEOMETRICAS</p> <p>Columnas</p> <p>A_{TRANS} = 0.4186 m²</p> <p>I_{TRANS} = 0.033 583 m⁴</p> <p>Vigas Aligeradas</p> <p>A = 0.3475 m²</p> <p>I = 0.004 0332 m⁴</p> <p>Abacos</p> <p>A = 1.1825 m²</p> <p>I = 0.029 8088 m⁴</p>
<p>Nota :</p> <p>1) Debido a que se empleó una sección transformada de un concreto con resistencia de 250 kg/cm², se empleó el módulo de elasticidad para este tipo de concreto.</p> <p>2) La ubicación y denominación de los muros se puede observar en las figuras 108, 112 y 113.</p>	

Con las consideraciones hechas en cada modelo se realizó un análisis dinámico con el objetivo de obtener los períodos y modos de vibración para cada modelo en particular.

Del mismo modo, con el fin de auxiliar la determinación de la dirección de los modos de vibrar se obtuvo también la participación de la masa por cada modo.

Los resultados obtenidos para cada modelo se indican a continuación:

VII.1.3.1 MODELO CH1

Se obtuvieron tres períodos de vibración, así como su respectiva dirección. Los períodos de vibración obtenidos se muestran en la tabla 16.

Tabla 16. Períodos de vibración para el modelo CH1, correspondientes a la estructura original.

Período de Vibración		Modos de Vibrar	Dirección
1	0.203 seg	Este-Oeste Acoplado	Ver figura 114.
2	0.189 seg	Norte-Sur Acoplado	Ver figura 115.
3	0.166 seg	Rotación Acoplado	Ver figura 116.

En los tres modos de vibrar obtenidos se identifica un acoplamiento de los tres posibles desplazamientos, dos de traslación y uno de rotación. En las figuras 114, 115 y 116 se puede observar el desplazamiento del centro de masa, así como la rotación del sistema de piso; mostrando así el acoplamiento de desplazamientos en los modos de vibrar.

Esto se muestra en la tabla 17, en donde se indica la participación de la masa en cada dirección y por modo de vibrar.

Se pudo identificar la dirección principal de cada modo al observar el mayor porcentaje de masa actuante en la dirección respectiva. Finalmente se identificó como la dirección principal para el primer modo la dirección Este-Oeste, para el segundo la dirección Norte-Sur. Para el tercer modo de vibrar se identifica claramente la rotación del modelo respecto a su eje vertical.

Tabla 17. Participación de la masa en cada modo de vibrar.

Modo	Período	Participación Modal (Porcentaje)	
		Dirección X	Dirección Y
1	0.203	99.1066	0.2605
2	0.189	0.4168	96.4172
3	0.166	0.4766	3.3223

Figura 114. Primer modo de vibrar para el modelo CH1.

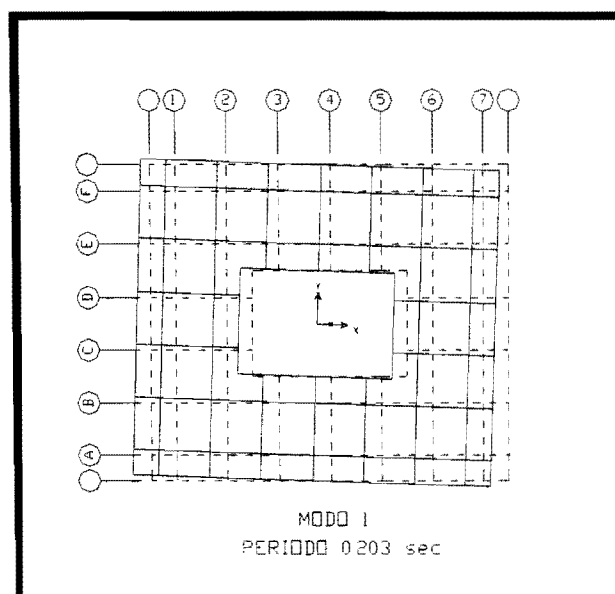


Figura 115. Segundo modo de vibrar para el modelo CH1.

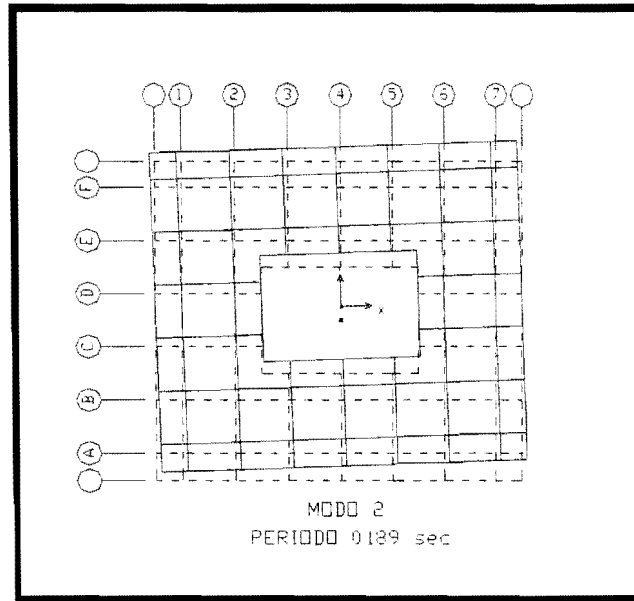
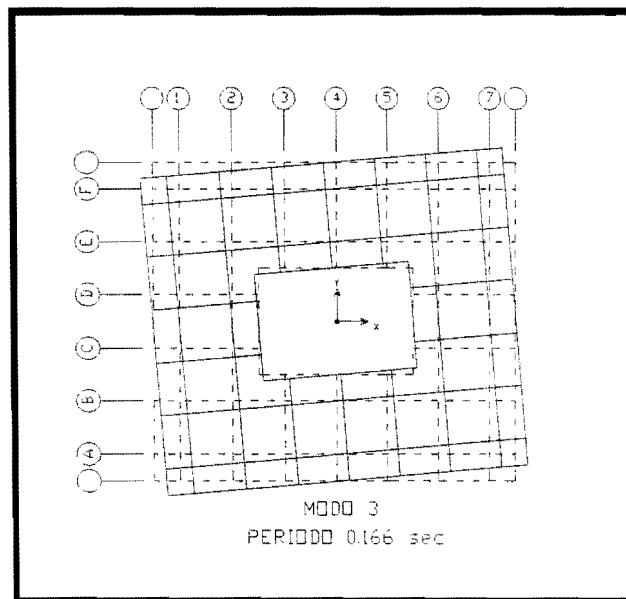


Figura 116. Tercer modo de vibrar para el modelo CH1.



VII. 1.3.2 MODELO CH2

Del mismo modo, para este modelo se obtuvieron tres períodos de vibración, así como su respectiva dirección. Los períodos de vibración obtenidos se muestran en la tabla 18.

Tabla 18. Períodos de vibración para el modelo CH2, correspondientes a la estructura reforzada.

Período de Vibración		Modos de Vibrar	Dirección
1	0.108 seg	Este-Oeste	Ver figura 117.
2	0.105 seg	Norte-Sur	Ver figura 118.
3	0.085 seg	Rotación	Ver figura 119.

Los tres modos de vibrar obtenidos correspondieron exactamente a cada uno de los tres posibles desplazamientos, dos de traslación y uno de rotación. En las figuras 117, 118 y 119 se observan con claridad las direcciones de cada modo de vibrar.

Es importante remarcar, que los dos primeros períodos de vibración son muy similares, debido a la simetría general del modelo.

En la tabla 19 se muestran los porcentajes de participación de la masa para cada modo de vibrar.

Finalmente la dirección principal para el primer modo fue en la dirección Este-Oeste, para el segundo la dirección Norte-Sur, y para el tercer modo la rotación respecto a su eje vertical.

Tabla 19. Participación de la masa en cada modo de vibrar.

Modo	Período	Participación Modal (Porcentaje)	
		Dirección X	Dirección Y
1	0.108	99.8914	0.0858
2	0.105	0.0882	99.8335
3	0.085	0.0204	0.0808

Figura 117. Primer modo de vibrar para el modelo CH2.

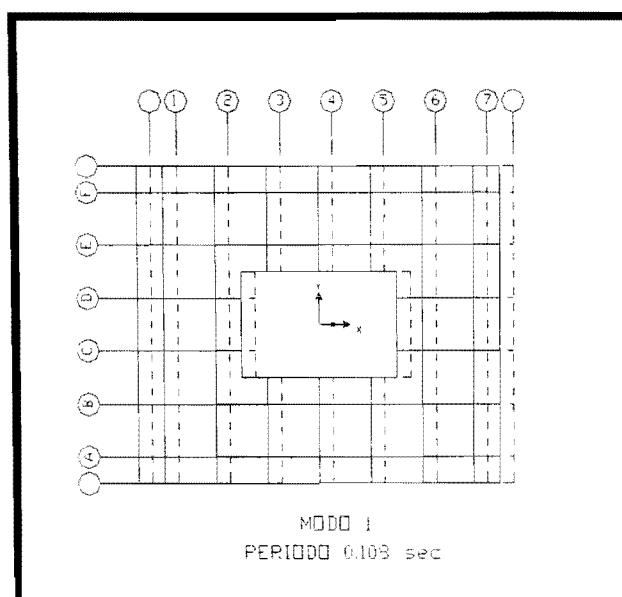


Figura 118. Segundo modo de vibrar para el modelo CH2.

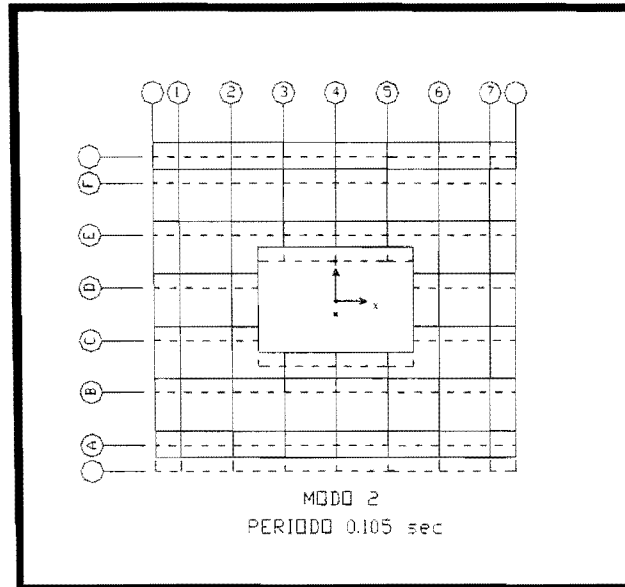
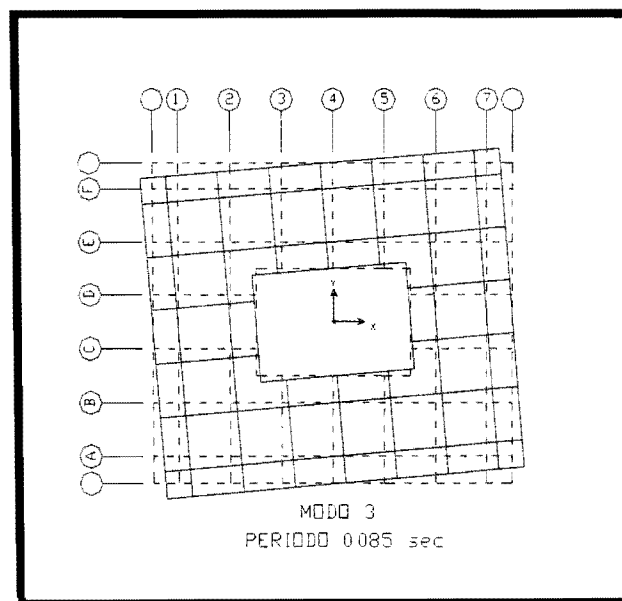


Figura 119. Tercer modo de vibrar para el modelo CH2.



VII.1.4 RESULTADOS PRELIMINARES

En esta etapa de estudio se efectuaron dos modelos que representen la estructura en su condición original y de refuerzo, (CH1 y CH2 respectivamente), con el propósito de ampliar el comportamiento dinámico de la Rectoría.

Cada modelo tomó en cuenta las consideraciones de modelado necesarias para representar cada condición de la estructura en particular, y así se obtuvo una aproximación razonable entre los períodos obtenidos mediante la modelación y los obtenidos mediante la medición experimental.

El modelo CH1 proporcionó los períodos de vibración de la estructura correspondientes a la estructura original, (tabla 16). Los períodos de este modelo fueron menores a los obtenidos en la medición experimental correspondiente a la estructura dañada, (tabla 3 presentada en el capítulo de la etapa experimental).

Dos aspectos en particular hubo en la respuesta dinámica de la estructura que la llevó a su condición de daño tras el sismo. La primera fue una amplificación dinámica de la respuesta de la estructura al ubicarse sus tres períodos de vibración muy cerca al período de vibración del suelo de la zona, (0.230 seg); y la segunda se debió a la considerable participación de la masa en los primeros dos modos de vibrar, lo que significó una respuesta combinada de los modos de vibrar.

Debido a estos aspectos, la condición de daño de la estructura se reflejó en un incremento en los períodos de vibración. Tal incremento se resume en la tabla 20. Sin embargo, es importante mencionar que los resultados indicados en la tabla tienen más un carácter cualitativo debido a la naturaleza de cada uno; es decir, los valores obtenidos con el modelo CH1 corresponden a determinadas consideraciones teóricas necesarias en la adecuada calibración de la estructura original, y los obtenidos experimentalmente corresponden a mediciones realizadas *in situ* de la estructura dañada.

Cabe mencionar que tanto las componentes Norte-Sur como Este-Oeste del sismo registrado son similares en forma y amplitudes, aunque el registro Este-Oeste presentó la aceleración máxima registrada de 442 gals, y un desplazamiento máximo de 1.373 cm.

El mayor incremento del período de vibración se produjo en la dirección Norte-Sur, (lado corto), que en la dirección Este-Oeste, (lado largo).

Tabla 20. Incremento en los períodos de vibración entre la estructura original y la dañada.

Dirección	Estructura Original Períodos Modelo CH1	Estructura Dañada Períodos Mediciones Experimentales
Norte-Sur	0.189 seg	0.239 seg
Este-Oeste	0.203 seg	0.211 seg
Rotación	0.166 seg	0.180 seg

La estructura a partir de 1995 se encontró en condiciones estructurales críticas debido al daño estructural presentado de acuerdo a dos aspectos importantes; el primero de acuerdo a su respuesta dinámica por tener un período de vibración, (0.239 seg), cercano al del suelo, y el segundo debido a la disminución de la resistencia de los elementos estructurales debido a la gravedad del daño. Afortunadamente no se presentó un evento sísmico similar que ocasionara mayor daño estructural e incluso posiblemente el colapso mientras la Rectoría funcionaba sin el apuntalamiento recomendado por Narcia *et al*, 1999.

El modelo CH1 también se utilizó para continuar el estudio en la segunda etapa al efectuar un análisis dinámico paso a paso con el sismo que dañó la estructura.

La calibración del modelo CH2 se efectuó en base a los períodos medidos de la estructura reforzada. La calibración fue necesaria para ampliar el estudio sobre las propiedades dinámicas de la estructura al evaluar de acuerdo a criterios dinámicos el refuerzo efectuado en la estructura.

El modelo CH2 obtuvo los períodos fundamentales de vibración, (tabla 18), con buena aproximación a los medidos experimentalmente, (tabla 4 presentada en el capítulo de la etapa experimental).

La disminución de los períodos de vibrar de la estructura reforzada con respecto a la estructura dañada se resume en la tabla 21. Se puede observar la gran disminución del período fundamental de la estructura debido al refuerzo que constó principalmente en el incremento de secciones a 80 cm por lado en las columnas.

Es importante recordar que los resultados indicados en la tabla 21 también tienen un carácter cualitativo. Debido a que los valores obtenidos experimentalmente corresponden a mediciones realizadas *in situ* de la estructura dañada, y los obtenidos con el modelo CH2 corresponden a determinadas consideraciones teóricas necesarias en la adecuada calibración de la estructura reforzada; aunque dichos valores tengan buena aproximación a los valores medidos experimentalmente.

Debido al importante incremento de la rigidez lateral, se produjo el desacoplamiento de los modos de vibrar en tres direcciones independientes, por lo que indica una menor participación de la excentricidad de los muros de mampostería en el comportamiento dinámico del sistema.

Tabla 21. Disminución en los períodos de vibración entre la estructura dañada y la reforzada.

Dirección	Estructura Dañada Períodos Mediciones Experimentales	Estructura Reforzada Períodos Modelo CH2
Norte-Sur	0.239 seg	0.105 seg
Este-Oeste	0.211 seg	0.108 seg
Rotación	0.180 seg	0.085 seg

Finalmente, mediante dos aspectos en particular se puede evaluar el refuerzo estructural de la Rectoría, por el comportamiento dinámico y la resistencia lateral de la estructura.

En cuanto al comportamiento dinámico, en la figura 120 se puede observar los puntos correspondientes a los diferentes estados estructurales de la Rectoría; estado correspondiente a la estructura original, a la condición de daño causado por el sismo, y a la condición actual después de la etapa de refuerzo estructural.

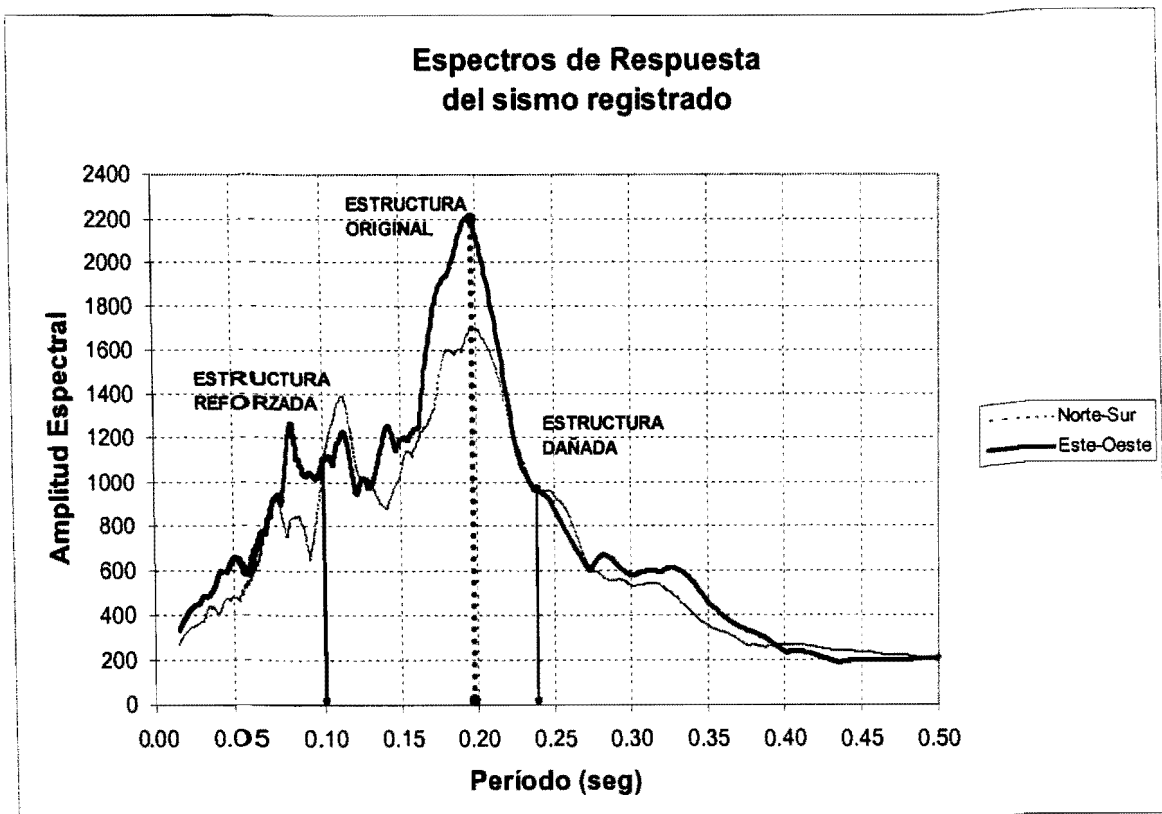
Se observó un cierto efecto benéfico de la etapa del refuerzo estructural, ya que al disminuir los períodos de vibración de la estructura a aproximadamente 0.10 seg, éstos se alejan de la zona de mayor amplificación dinámica del espectro de respuesta del sismo registrado, cuyo valor máximo de aceleración se ubica en los períodos cercanos al 0.20 seg, en donde se ubicaban los períodos de vibración de la estructura original.

Sin embargo, con los períodos correspondientes al refuerzo de la estructura, (aproximadamente 0.10 seg), éstos todavía se ubican en una zona del espectro de respuesta con amplitudes espectrales importantes.

Es importante mencionar que se decidió emplear el espectro de respuesta del sismo registrado como parámetro de referencia entre los diferentes períodos de vibración correspondientes a cada estado estructural de la Rectoría; debido a que dicho espectro representa fielmente las características sísmicas de la zona en donde se ubica la Rectoría, y sobre todo, brinda mayor información que los diferentes espectros de diseño establecidos para la zona de Tuxtla Gutiérrez.

El segundo aspecto se caracterizó por el incremento de la resistencia de los elementos estructurales. Tal refuerzo constó principalmente en incrementar las dimensiones de las columnas, así como la cantidad de acero de refuerzo en las mismas, de acuerdo a la reglamentación vigente, (NTC-Concreto, 1993).

Figura 120. Tercer modo de vibrar para el modelo CH2.



Finalmente, el beneficio obtenido de la etapa de refuerzo en la Rectoría de la UNACH se caracterizó principalmente por el incremento de la resistencia de los elementos estructurales. Ya que, con la presencia de futuros sismos de determinada magnitud considerable, éstos pueden ocasionar daños reflejados en un incremento en los períodos de vibrar, y finalmente en un acercamiento al período de vibración del suelo, lo cual resultaría perjudicial en el comportamiento dinámico de la estructura.

Es importante comentar que el refuerzo estructural efectuado, hubiera sido más adecuado si se hubieran colocado elementos estructurales adicionales al refuerzo efectuado, tales como; muros de mampostería reforzada o de concreto reforzado distribuidos simétricamente. De este modo, se hubieran reducido aún más los períodos de vibración de la estructura y alejado del período de vibración del suelo, y también al añadir elementos estructurales adicionales se hubiera incrementado aún más la resistencia ante cargas laterales.

VII.2 SEGUNDA PARTE. COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS MODELOS

El objetivo de esta segunda parte se basó en el estudio del modelo correspondiente a la estructura original efectuado anteriormente al aplicarle el sismo registrado del 20 de octubre de 1995, y de este modo continuar el estudio del comportamiento dinámico de la estructura.

Se efectuaron una serie de modelos con las mismas características estructurales que el modelo CH1 calibrado en la primera parte.

Los primeros tres modelos se caracterizaron por efectuar un análisis dinámico lineal paso a paso mediante la aplicación independiente de las tres componentes del sismo registrado, (Norte-Sur, Este-Oeste, Vertical), y al cuarto modelo se propuso aplicarle las tres componentes simultáneamente.

Posteriormente, en el quinto modelo se efectuó un análisis dinámico no-lineal con las componentes importantes del sismo registrado, cuyo objetivo fue el incorporar los efectos de no-linealidad en los elementos estructurales.

Finalmente, con el modelo CH2 calibrado en la primera parte se efectuó un análisis lineal paso a paso, con las componentes significativas del sismo registrado, con el propósito de evaluar el refuerzo estructural de la Rectoría.

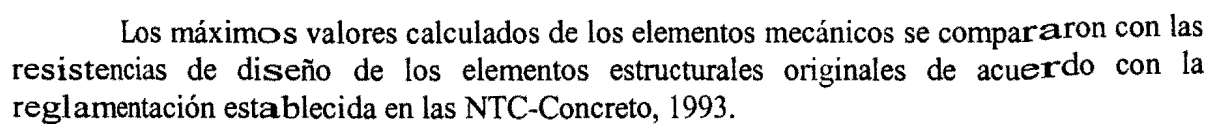
Se consideraron dos parámetros de interés en el estudio de los diferentes modelos, los desplazamientos de determinados puntos en la azotea y los elementos mecánicos de las columnas y muros.

En cuanto a los desplazamientos, los puntos importantes fueron el del centro de masa y el de determinados puntos importantes del modelo. Uno de estos puntos fue el más alejado del centro de masa, tal como el ubicado en una de las esquinas exteriores del modelo.

En cuanto a los elementos mecánicos, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, la fuerza cortante y el momento flexionante en ambas direcciones.

En la figura 121 se indican la numeración de las columnas empleadas en los diferentes modelos.

Figura 121. Numeración de columnas.



VII.2.1 SISMO REGISTRADO

Cabe recordar que el sismo del 20 de octubre de 1995 registrado por la estación XC en la Facultad de Ingeniería de la UNACH, tuvo una duración de 166.4 seg, y cuyo registro correspondió a un muestreo de 33280 aceleraciones con un intervalo de 0.005 seg.

Es importante mencionar que cada uno de los canales que registraron las tres componentes correspondientes del sismo se encontraban ajustados por línea base mediante la sustracción del promedio de las aceleraciones en el tiempo.

Las aceleraciones máximas registradas para los canales correspondientes a las tres componentes del sismo son: -348.61 gals para la componente Norte-Sur, -114.77 para la vertical y 441.95 para la componente Este-Oeste.

Los tres acelerogramas del sismo registrado se muestran en las figuras, 122, 123 y 124. Los acelerogramas correspondientes a la dirección Norte-Sur y Este-Oeste, son muy similares en su forma y en sus amplitudes de aceleración, con la excepción de que en la componente Este-Oeste se presenta la máxima aceleración.

El acelerograma correspondiente a la componente vertical muestra aceleraciones menores a las de las otras direcciones; sin embargo, la máxima aceleración fue cercana a los 100 gals durante la duración del sismo. Esta amplitud importante de las aceleraciones se debe a la cercanía del epicentro. Se puede observar que en los primeros 20 segundos del registro, la distribución de las aceleraciones en los tres acelerogramas es muy similar.

Figura 122. Componente Norte-Sur del sismo registrada el 20 de octubre de 1995.

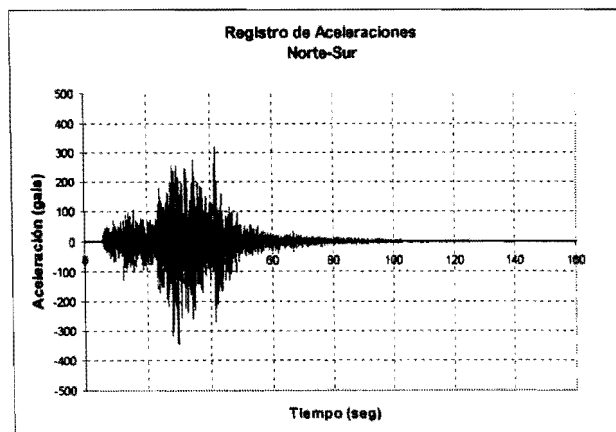


Figura 123. Componente Este-Oeste del sismo registrada el 20 de octubre de 1995.

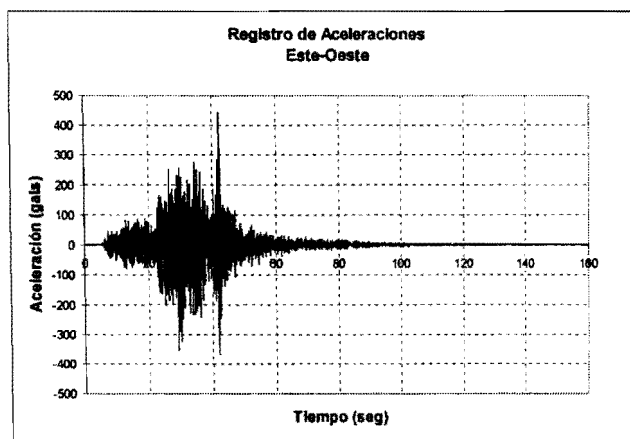
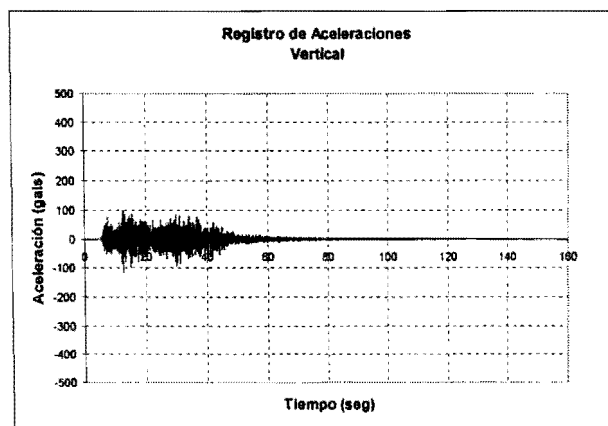


Figura 124. Componente Vertical del sismo registrada el 20 de octubre de 1995.



VII.2.2 MODELOS DEL ANALISIS DINAMICO

VII.2.2.1 MODELO 1

En este modelo se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso al aplicar únicamente la componente Norte-Sur del sismo registrado. Cabe recordar que la dirección Norte-Sur de la estructura es paralela a la dirección Y del modelo.

- Desplazamientos

Se puede observar en las figuras 125 y 126, el historial de desplazamientos del centro de masa en ambas direcciones al aplicar el sismo en la dirección Norte-Sur. Debido al análisis lineal efectuado, se pudo observar que el historial de desplazamientos del centro de masa calculado presentó la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 122. Lo anterior es visiblemente mejor en la figura 125.

El desplazamiento del centro de masa proporcionó información sobre el movimiento del modelo en ambas direcciones.

El máximo desplazamiento se presentó con un valor de 1.40 cm en la dirección Norte-Sur, (figura 125). En la dirección Este-Oeste se presentaron desplazamientos menores de hasta de 0.06 cm, (figura 126). Esta notable diferencia se debió principalmente a que la participación modal de la masa en la dirección Norte-Sur es mucho mayor que la en la dirección Este-Oeste, (tabla 17).

Figura 125. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Norte-Sur.

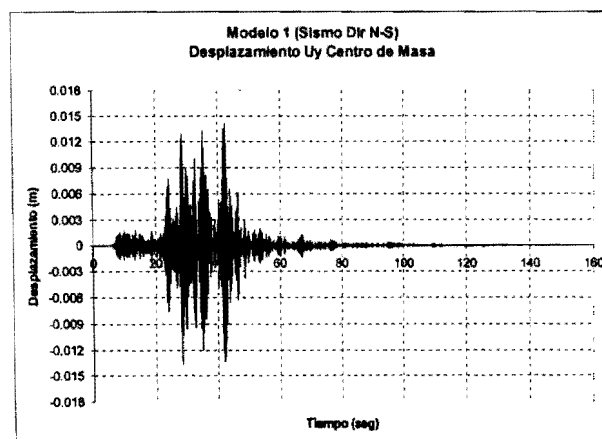
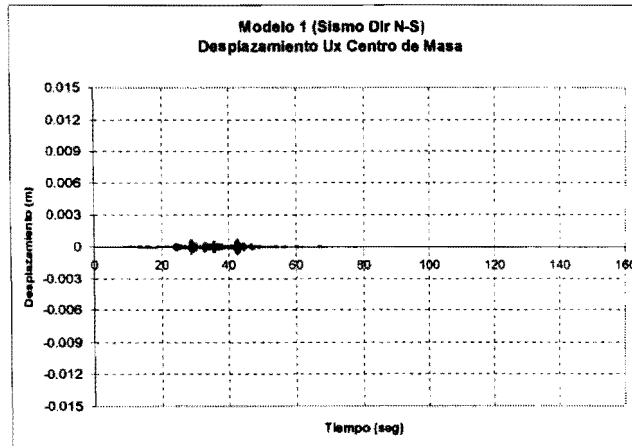


Figura 126. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Este-Oeste.



Adicionalmente al desplazamiento del centro de masa se obtuvo el desplazamiento de un punto localizado en una de las esquinas exteriores del modelo, dicho punto proporcionó información sobre el movimiento de los puntos más lejanos del modelo respecto al centro de masa.

Se pudo observar que la aplicación del sismo en la dirección Norte-Sur también produjo los máximos desplazamientos en la esquina exterior del modelo en la dirección Norte-Sur, con un desplazamiento máximo de 1.11 cm, (figura 127); y otros desplazamientos de menor magnitud en la dirección Este-Oeste, hasta de 0.35 cm, (figura 128).

Se puede observar de las figuras 126 y 128, las cuales corresponden a los desplazamientos en la dirección Este-Oeste, que los correspondientes a la esquina exterior son mayores a los del centro de masa, lo cual indicó el acoplamiento del modo de rotación con los otros dos primeros modos traslacionales de vibración, (tabla 17).

En la figura 129 se indican los desplazamientos de la esquina exterior correspondientes a la dirección vertical, en donde se observan desplazamientos máximos de hasta 1.82 cm. Estos desplazamientos son representativos de cualquier otro punto ubicado en el perímetro de los voladizos exteriores de la estructura, la importancia de estos desplazamientos se debe a la falta de restricción vertical de los voladizos que le permiten oscilar libremente durante la excitación. Por otro lado, los desplazamientos verticales de los voladizos interiores son considerablemente de menor magnitud debido a su mayor restricción vertical en el hueco interior de la estructura.

Figura 127. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Norte-Sur.

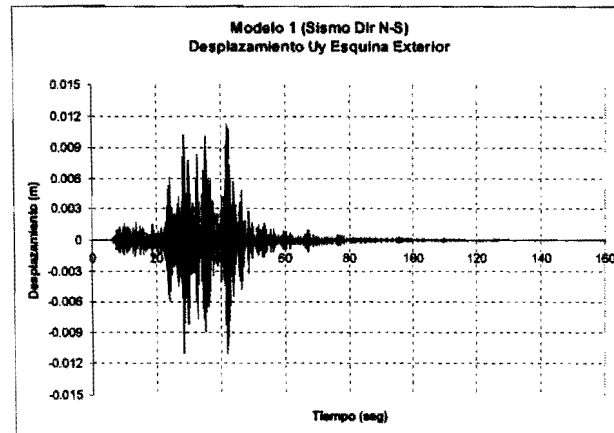


Figura 128. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Este-Oeste.

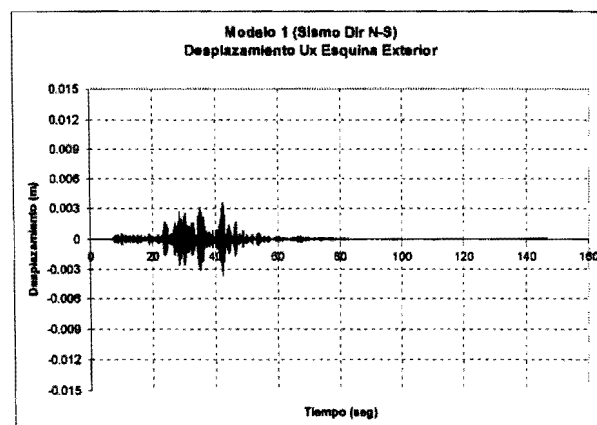
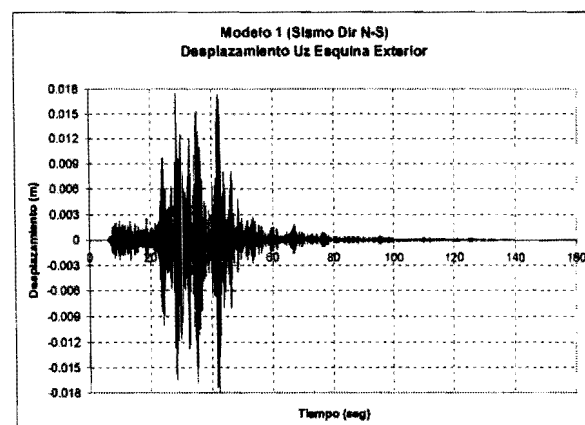


Figura 129. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Vertical.



- Elementos Mecánicos.

En esta parte se calcularon los máximos elementos mecánicos de las columnas, tales como; fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante en ambas direcciones.

En las figuras 130 a la 134 se muestran los diferentes historiales de los elementos mecánicos correspondientes a la columna 19, ubicada en el eje E-4.

Se pudo observar del mismo modo que en el caso de los desplazamientos del centro de masa, que debido al análisis lineal efectuado; los historiales de cualquier elemento mecánico, mostrados en las figuras 130 a la 134, presentaron la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 122.

El acoplamiento de los modos de vibrar se pudo observar en el historial de las fuerzas cortantes y de momentos flexionantes en ambas direcciones; en donde los máximos elementos mecánicos calculados se presentaron en la misma dirección Norte-Sur en la que se aplicó el sismo, (figuras 131, 133), y otros elementos mecánicos de menor magnitud en otra dirección Este-Oeste, (figuras 132, 134).

En la tabla 22 se resumen los máximos elementos mecánicos calculados para todas las columnas. De la anterior tabla se obtuvieron varios puntos importantes:

- Las fuerzas axiales mayores se ubican en las columnas ubicadas en los Ejes 3 y 4.
- Tras la aplicación de la componente Norte-Sur del sismo, las mayores fuerzas cortantes obtenidas se ubicaron en misma dirección, (63.72 Ton); en la dirección Este-Oeste se obtuvieron fuerzas cortantes de menor dimensión, (12.80 Ton).

En la dirección Norte-Sur, (Eje Y del modelo), los valores de las fuerzas cortantes se distribuyen de menor a mayor desde el Eje 1 al Eje 7, encontrándose los máximos valores de la columna 17 a la 36.

En la dirección Este-Oeste, (Eje X el modelo), el valor de las fuerzas cortantes es muy similar en las columnas; sin embargo, los mayores valores se ubican en los ejes A, B, E y F.

- En cuanto a los momentos flexionantes, los mayores valores obtenidos se ubicaron también en la dirección Norte-Sur, (108.20 Ton m); en la dirección Este-Oeste se obtuvieron otros de menor dimensión, (20.89 Ton m).

En la dirección Norte-Sur, (M2), los valores de los momentos flexionantes se distribuyen de menor a mayor desde el Eje 1 al Eje 7, encontrándose los máximos valores de la columna 19 a la 36.

En la dirección Este-Oeste, (M3), el valor de los momentos flexionantes se incrementa desde el Eje C hacia el Eje A, y desde el eje D hacia el F.

Finalmente, al resumir los puntos anteriores se ubicaron las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables al aplicar el registro en la dirección Norte-Sur; tales columnas son de la 17 a la 20, entre las cuales se ubica la columna 19.

Figura 130. Fuerza Axial de la Columna 19.

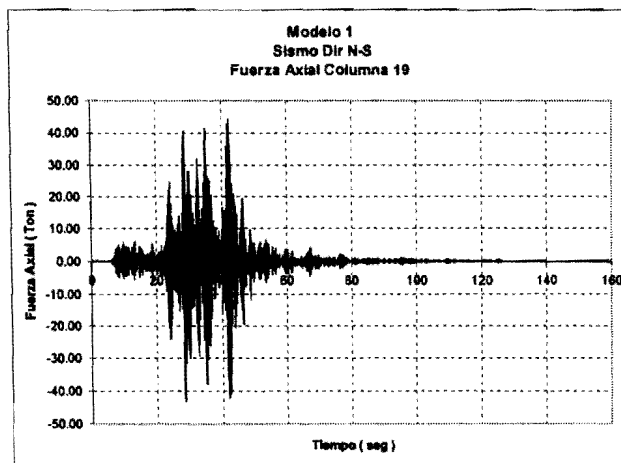


Figura 131. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección N-S.

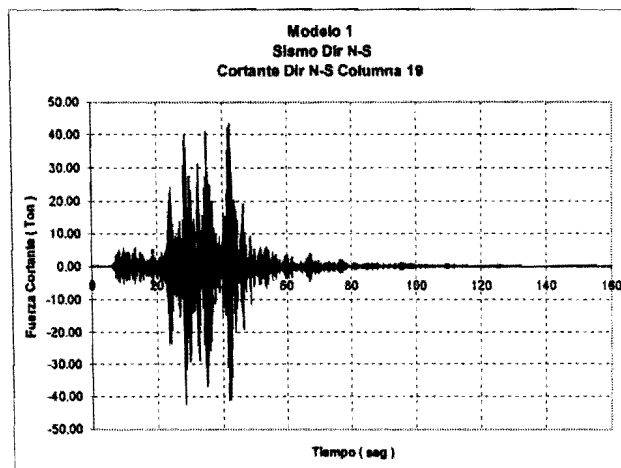


Figura 132. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección E-O.

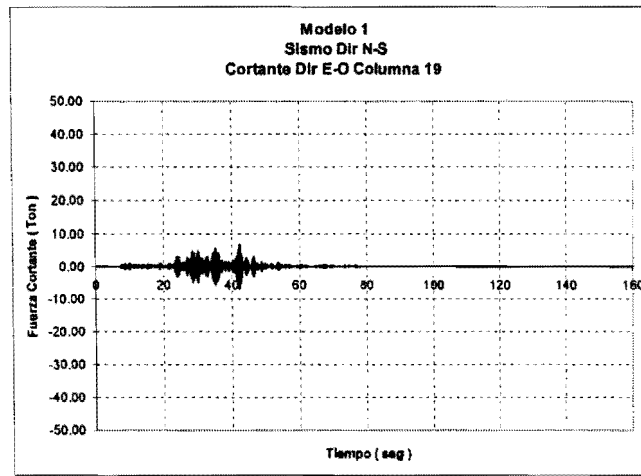


Figura 133. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección N-S.

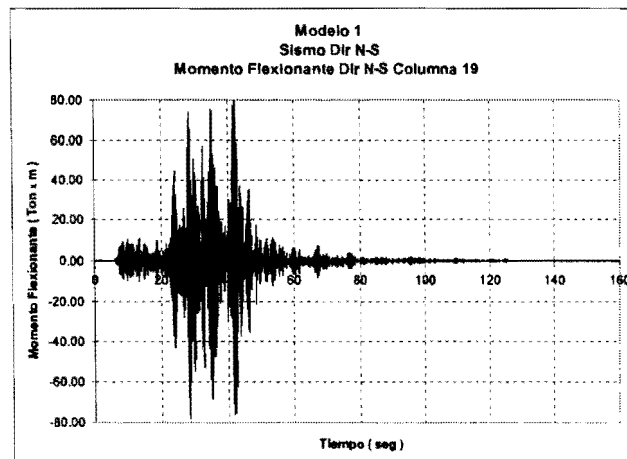


Figura 134. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección E-O.

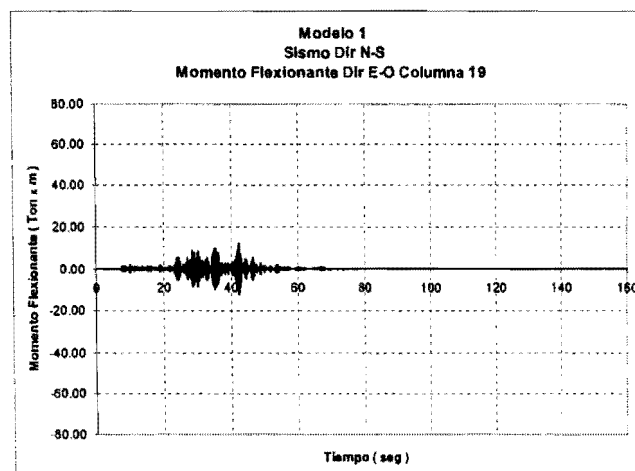


Tabla 22. Elementos Mecánicos de las columnas al aplicar la componente Norte-Sur del registro.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) Ton x m
1	11.30	9.23	29.15	59.75	15.21
2	2.95	5.15	37.85	68.25	8.60
3	1.20	2.02	42.78	73.06	3.77
4	0.88	3.49	42.86	73.14	6.53
5	2.43	7.23	37.22	67.64	12.76
6	11.77	11.45	30.13	60.70	19.67
7	7.55	10.08	31.41	63.70	16.03
8	0.69	5.63	39.39	71.50	9.12
9	1.84	2.39	45.90	77.86	4.15
10	2.32	4.17	45.98	77.94	7.19
11	0.60	8.28	38.63	70.77	13.78
12	7.01	12.80	32.58	64.84	20.89
13	7.86	8.20	34.06	68.58	14.22
14	4.55	4.05	41.27	75.62	7.36
15	39.15	6.21	40.21	74.58	11.75
16	17.39	11.14	35.64	70.11	19.26
17	18.22	8.91	37.96	74.96	14.90
18	41.83	4.36	44.27	81.12	7.88
19	44.50	7.12	43.61	80.48	12.65
20	16.67	11.85	39.01	75.98	19.95
21	7.95	9.66	41.22	80.71	15.63
22	4.40	5.24	48.83	88.15	8.72
23	4.41	8.24	48.36	87.69	13.74
24	7.51	12.74	42.00	81.47	20.82
25	8.00	9.90	45.30	87.45	15.86
26	0.20	5.50	54.24	96.19	8.99
27	2.81	2.40	58.83	100.70	4.15
28	2.75	4.19	58.98	100.80	7.20
29	0.20	8.18	53.87	95.82	13.68
30	7.75	12.66	45.95	88.08	20.75
31	13.23	10.70	50.32	95.11	16.61
32	2.85	5.78	60.18	104.70	9.23
33	0.54	2.04	63.59	108.10	3.76
34	1.06	3.68	63.72	108.20	6.69
35	3.44	7.90	59.87	104.40	13.41
36	11.68	12.74	50.92	95.70	20.82

Posteriormente, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, (de compresión y de tensión), así como la fuerza cortante de los muros. Estos valores obtenidos se indican en la tabla 23.

De los máximos valores obtenidos se identificaron los elementos que presentaron las mayores fuerzas cortantes, del 4 al 10, cuya orientación es paralela a la dirección del registro Norte-Sur aplicado. En los muros restantes, se obtuvieron fuerzas menores debido al acoplamiento en los modos de vibrar.

Una vez identificado el muro 7 con la mayor demanda a fuerza axial, se obtuvieron los historiales de la fuerza axial y fuerza cortante, mostrados en las figuras 135 y 136. Se pudo observar también que debido al análisis lineal efectuado, los historiales presentaron la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 122.

Figura 135. Fuerza Axial del Muro 7.

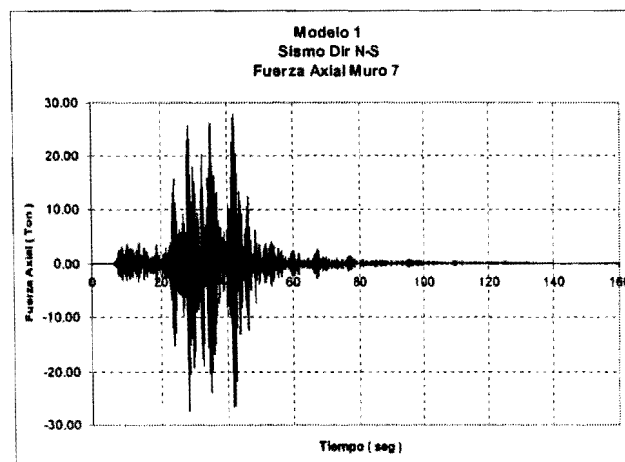


Figura 136. Fuerza Cortante del Muro 7.

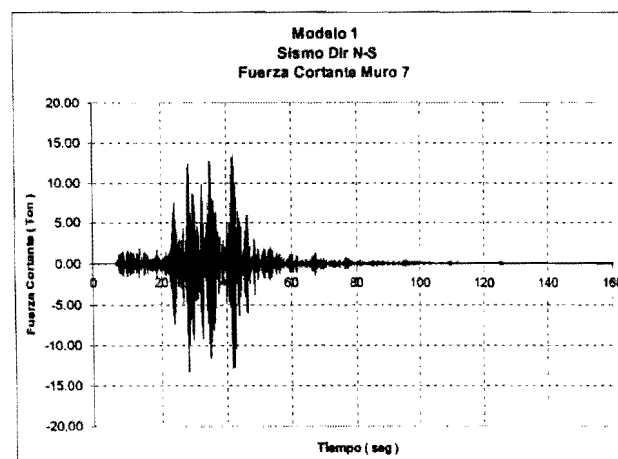


Tabla 23. Elementos Mecánicos de los muros al aplicar la componente Norte-Sur del registro.

Muro	Fuerza Axial Compresión Ton	Fuerza Axial Tensión Ton	Fuerza Cortante Ton
1	11.55	12.05	4.00
2	12.57	12.83	2.60
3	6.76	6.98	3.64
4	7.15	6.93	29.55
5	1.04	0.99	16.39
6	12.83	12.24	13.63
7	28.07	26.77	13.63
8	20.01	19.02	12.59
9	27.30	26.17	13.39
10	0.91	0.88	15.11
11	12.83	12.24	1.62
12	7.15	6.93	2.53

VII.2.2.2 MODELO 2

En este modelo se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso al aplicar únicamente la componente Este-Oeste del sismo registrado. Cabe recordar que la dirección Este-Oeste de la estructura es paralela a la dirección X del modelo.

- Desplazamientos

En las figuras 137 y 138 se muestran los historiales de los desplazamientos del centro de masa en ambas direcciones al aplicar el sismo en la dirección Este-Oeste. Los historiales presentaron la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 123.

Del mismo modo que en el modelo 1, el desplazamiento del centro de masa proporcionó información importante sobre el movimiento del modelo en ambas direcciones.

El máximo desplazamiento se presentó en la dirección Este-Oeste, (figura 138), con un valor de 2.08 cm. Este desplazamiento fue mayor que el máximo obtenido en el anterior modelo debido a que el registro en la dirección Este-Oeste presentó la mayor aceleración, la cual puede verificarse en la figura 123 con un valor máximo registrado de 441.95 gals.

En la dirección Norte-Sur, (figura 137), se presentaron desplazamientos de menor magnitud, hasta de 0.07 cm.

Figura 137. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Norte-Sur.

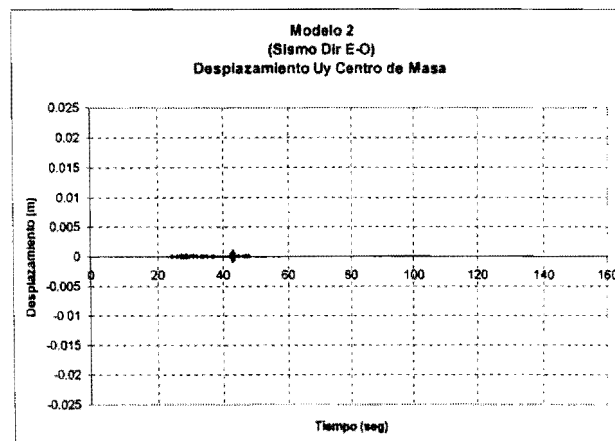
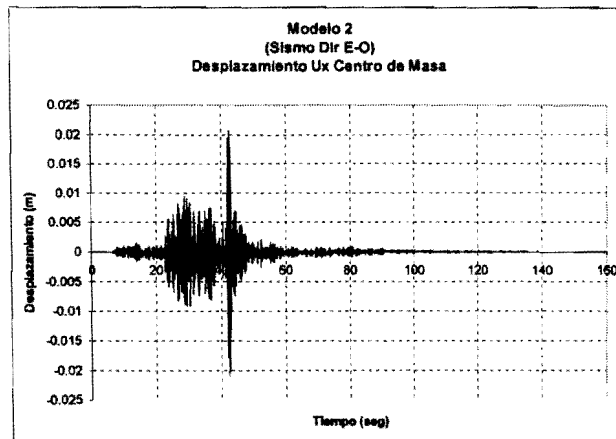


Figura 138. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Este-Oeste.



Posteriormente, se calculó el desplazamiento de un punto localizado en una de las esquinas exteriores del modelo.

Se pudo observar que la aplicación del sismo en la dirección Este-Oeste también produjo los máximos desplazamientos en la esquina exterior del modelo en la misma dirección, con un desplazamiento máximo de 1.84 cm, (figura 140); y otros desplazamientos de menor magnitud en la dirección Norte-Sur, hasta de 0.19 cm, (figura 139).

Se puede observar de las figuras 137 y 139, las cuales corresponden a los desplazamientos en la dirección Norte-Sur, que los correspondientes a la esquina exterior son mayores a los del centro de masa, lo cual muestra nuevamente el acoplamiento del modo de rotación con los otros dos primeros modos traslacionales de vibración, (tabla 17).

En la figura 141 se indican los desplazamientos de la esquina exterior correspondientes a la dirección vertical, en donde se observan desplazamientos máximos de hasta 2.77 cm. Cabe mencionar que estos desplazamientos son al igual que en el modelo anterior representativos de cualquier otro punto exterior de los voladizos de la estructura; y en el caso de los puntos ubicados en los voladizos interiores, también se obtuvieron desplazamientos menores.

Figura 139. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Norte-Sur.

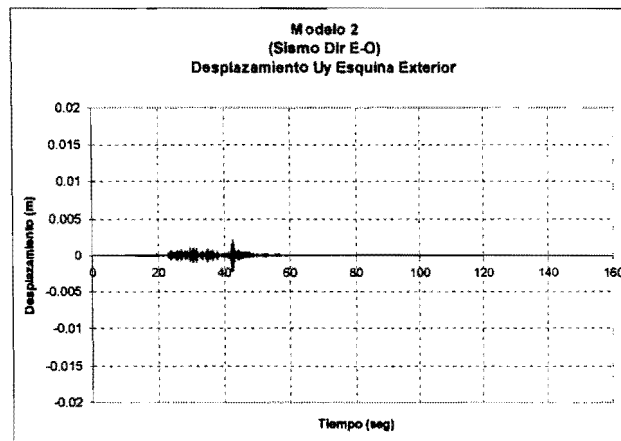


Figura 140. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Este-Oeste.

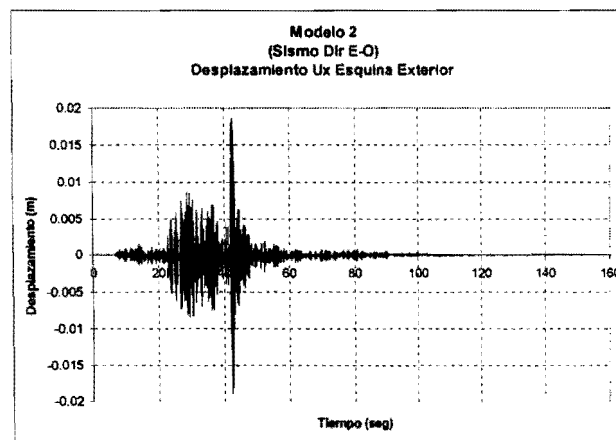
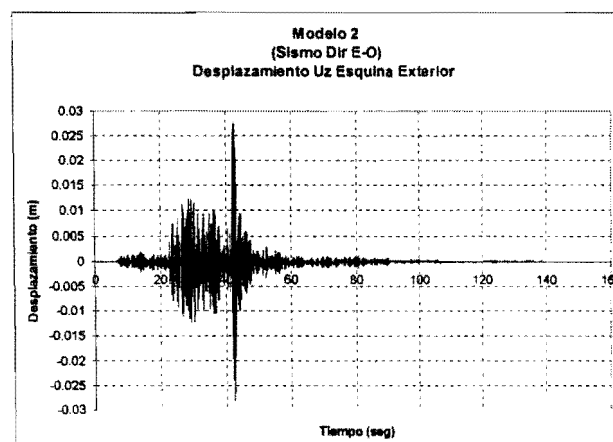


Figura 141. Desplazamientos de la esquina exterior en la dirección Vertical.



- Elementos Mecánicos.

También para este modelo se calcularon los máximos elementos mecánicos de las columnas, tales como; fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante en ambas direcciones.

Se muestran los diferentes historiales de los elementos mecánicos correspondientes a la columna 19, de la figura 142 a la 146.

Se pudo observar del mismo modo que en el caso de los desplazamientos del centro de masa, que debido al análisis lineal efectuado; los historiales de cualquier elemento mecánico, mostrados en las figuras 142 a la 146, presentaron la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 123.

Los máximos elementos mecánicos calculados se presentaron en la misma dirección Este-Oeste en la que se aplicó el sismo, (figuras 144, 146), y otros elementos mecánicos de menor magnitud en otra dirección Norte-Sur, (figuras 143, 145).

En la tabla 24 se resumen los máximos elementos mecánicos calculados para todas las columnas. De la anterior tabla se obtuvieron varios puntos importantes:

- Las fuerzas axiales mayores se ubican en las columnas ubicadas en los Ejes 1 y 7.
- Las mayores fuerzas cortantes obtenidas se ubicaron en la dirección Este-Oeste, (82.99 Ton); en la dirección Norte-Sur se obtuvieron fuerzas cortantes de menor dimensión, (12.11 Ton).

En la dirección Este-Oeste, (Eje X), el valor de las fuerzas cortantes es muy similar en todas las columnas; sin embargo, los mayores valores se ubican de las columnas 13 a la 27.

En la dirección Norte-Sur, (Eje Y), los valores de las fuerzas cortantes se distribuyen de menor a mayor desde el Eje 1 al Eje 7, encontrándose los máximos valores en los últimos Ejes, (1, 6, 7).

- En cuanto a los momentos flexionantes, los mayores valores obtenidos se ubicaron también en la dirección Este-Oeste, (141.30 Ton m); en la dirección Norte-Sur se obtuvieron otros de menor dimensión, (19.56 Ton m).

En la dirección Norte-Sur, (M2), el valor de los momentos flexionantes se incrementa desde el Eje 4 al Eje 1, y del Eje 4 al 7, encontrándose los máximos valores en las columnas correspondientes en el Eje 1 y Eje 7.

En la dirección Este-Oeste, (M3), los valores de los momentos flexionantes se distribuyen de menor a mayor desde el Eje F al Eje A, encontrándose los máximos valores en los últimos Ejes, (A, B).

Finalmente, al resumir los puntos anteriores se ubicaron las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables al aplicar el registro en la dirección Este-Oeste; tales columnas son de la 1 a la 6 y de la 21 a la 36.

Figura 142. Fuerza Axial de la Columna 19.

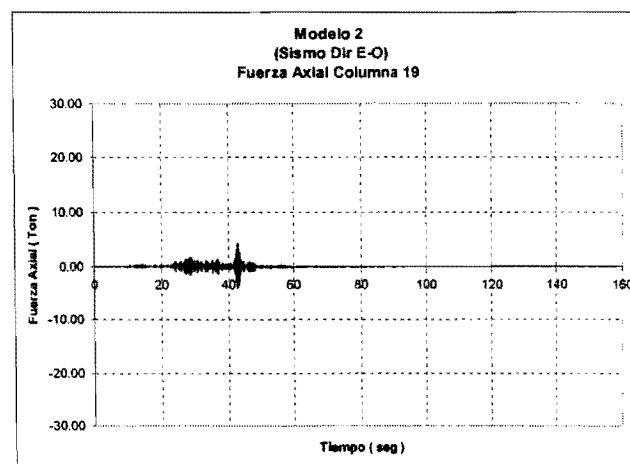


Figura 143. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección N-S.

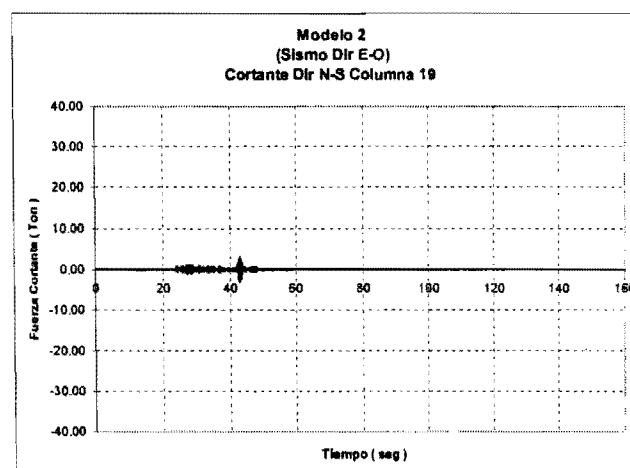


Figura 144. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección E-O.

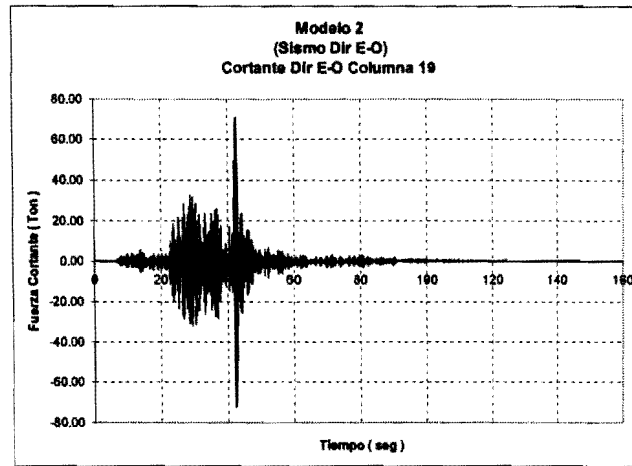


Figura 145. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección N-S.

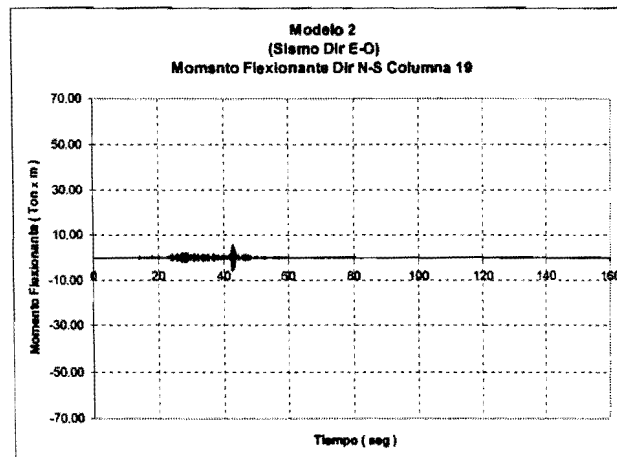


Figura 146. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección E-O.

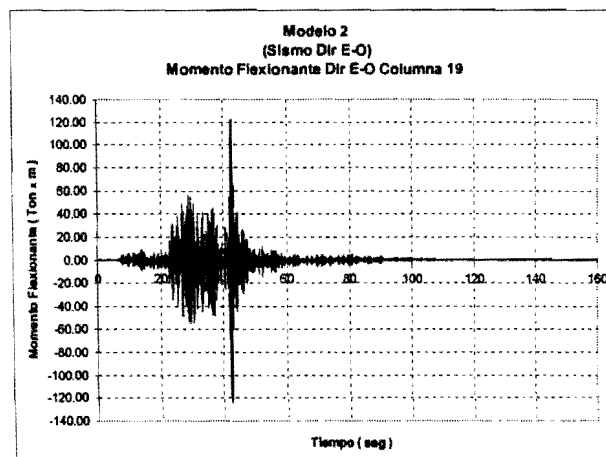


Tabla 24. Elementos Mecánicos en columnas al aplicar la componente Este-Oeste del registro.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) Ton x m
1	17.63	61.90	10.06	15.03	120.70
2	10.88	57.68	7.37	12.40	114.60
3	10.70	54.36	8.97	13.96	109.50
4	10.72	51.66	6.00	11.06	105.00
5	10.81	49.32	8.27	13.28	100.90
6	17.70	47.31	6.88	11.92	97.02
7	4.49	79.40	6.37	9.60	137.80
8	0.72	74.65	4.19	7.49	131.20
9	5.23	70.74	6.10	9.38	125.50
10	6.12	67.93	2.96	6.05	120.90
11	0.12	66.05	5.12	8.38	117.20
12	4.14	64.46	4.52	7.80	113.80
13	0.78	82.96	3.66	5.50	141.28
14	3.56	79.67	2.68	4.91	136.10
15	6.19	72.37	2.61	4.85	123.40
16	6.63	68.96	2.61	4.80	118.20
17	7.74	81.55	2.61	5.40	139.90
18	3.16	78.13	4.09	6.87	134.60
19	4.20	71.27	3.30	6.20	122.30
20	7.78	67.92	3.18	6.07	117.20
21	1.12	82.99	4.29	8.41	141.30
22	3.24	79.64	6.03	10.05	136.10
23	3.34	72.78	5.22	9.30	123.80
24	0.71	69.39	4.79	8.85	118.60
25	4.78	79.36	7.33	13.07	137.80
26	0.39	74.61	8.44	14.16	131.20
27	5.46	70.69	9.07	14.77	125.50
28	6.06	67.88	6.47	12.19	120.90
29	0.12	66.00	8.28	14.01	117.20
30	3.95	64.40	7.03	12.78	113.70
31	17.43	61.93	11.12	18.59	120.80
32	11.43	57.69	11.54	19.00	114.70
33	10.70	54.37	12.11	19.56	109.50
34	10.95	51.66	9.78	17.29	105.00
35	10.90	49.32	11.50	18.96	100.90
36	18.36	47.29	9.50	16.99	97.01

Posteriormente, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, (de compresión y de tensión), así como la fuerza cortante de los muros. Estos valores obtenidos se indican en la tabla 25.

De los máximos valores obtenidos se identificaron los elementos que presentaron las mayores fuerzas cortantes, del 1 al 3 y del 11 al 12, cuya orientación es paralela a la dirección del registro Este-Oeste aplicado. En los muros restantes, se obtuvieron fuerzas menores debido al acoplamiento en los modos de vibrar.

Una vez identificado el muro 11 con la mayor demanda, se obtuvieron los historiales de la fuerza axial y fuerza cortante, mostrados en las figuras 147 y 148. Se pudo observar también que debido al análisis lineal efectuado, los historiales presentaron la misma forma y distribución que el registro de aceleraciones mostrado en la figura 123.

Figura 147. Fuerza Axial del Muro 11.

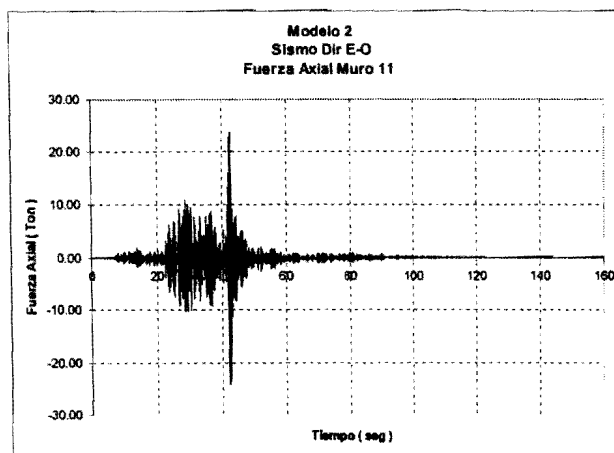


Figura 148. Fuerza Cortante del Muro 11.

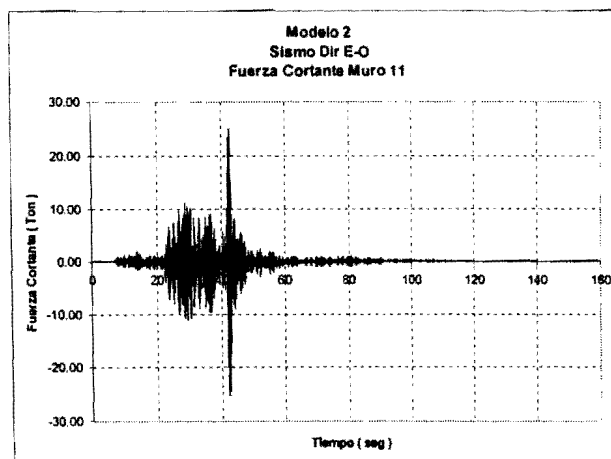


Tabla 25. Elementos Mecánicos de los muros al aplicar la componente Este-Oeste del registro.

Muro	Fuerza Axial Compresión Ton	Fuerza Axial Tensión Ton	Fuerza Cortante Ton
1	14.53	14.76	26.50
2	0.81	0.81	22.91
3	1.10	1.11	23.10
4	17.50	17.22	2.28
5	0.10	0.10	1.24
6	0.86	0.86	1.00
7	2.06	2.06	1.00
8	23.73	24.13	2.72
9	1.84	1.83	0.90
10	0.14	0.15	1.00
11	23.73	24.13	24.98
12	0.86	0.86	24.02

VII.2.2.3 MODELO 3

En este modelo se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso al aplicar la componente Vertical del sismo registrado.

- Desplazamientos

Se obtuvieron desplazamientos considerablemente inferiores al milímetro debido a dos causas en particular:

La primera fue debido a la gran rigidez del conjunto de las columnas ante deformación axial, la cual es aproximadamente ocho veces mayor a la rigidez lateral de las columnas, (si se considera la estructura como un sistema de un grado de libertad).

La segunda fue que la componente vertical del registro empleada tiene aceleraciones menores a las de las otras dos direcciones horizontales.

- Elementos Mecánicos

Debido a los dos puntos anteriormente mencionados, los elementos mecánicos que se calcularon fueron también de valores pequeños, especialmente los correspondientes a la fuerza cortante y el momento flexionante. La máxima fuerza axial obtenida fue de 0.530 Ton, la cual indica que la componente vertical no es tan importante como las otras dos componentes horizontales del registro para efectos de este estudio.

VII.2.2.4 MODELO 4

Después de observar que los resultados obtenidos de la aplicación de la componente vertical del sismo son considerablemente inferiores a los obtenidos en los dos primeros modelos, donde se aplicaron independientemente las dos componentes horizontales del sismo, se decidió ignorar la contribución de la componente vertical en este modelo.

De este modo, se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso al aplicar las componentes Norte-Sur y Este-Oeste de manera simultánea.

- Desplazamientos

Se puede observar en las figuras 149 y 150, el historial de desplazamientos del centro de masa en las dos direcciones. Al igual que en los modelos anteriores, la forma de los historiales obtenidos presentaron la misma forma y distribución de valores que en cualquiera de las componentes del registro aplicadas debido al tipo de análisis efectuado.

El máximo desplazamiento del centro de masa se presentó en la dirección Este-Oeste, (figura 150), con un valor de 2.11 cm. En la dirección Norte-Sur, (figura 149), se presentaron desplazamientos de menor magnitud, con un valor de 1.39 cm. Estos valores corresponden a los máximos obtenidos al aplicar los dos registros horizontales del sismo independientemente. La causa principal de la mayor respuesta del sistema en la dirección Este-Oeste, se debe principalmente a que en tal dirección se encuentra la mayor aceleración registrada; además de que en dicha dirección se encuentran una menor cantidad de muros y con longitud menor que en la otra dirección.

Figura 149. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Norte-Sur.

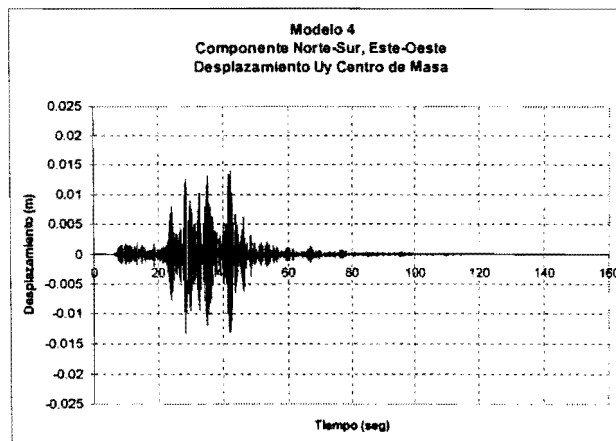
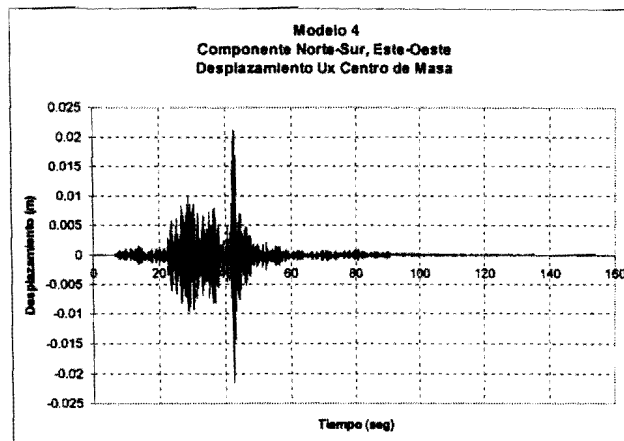


Figura 150. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Este-Oeste.



Adicionalmente al desplazamiento del centro de masa, se obtuvieron los desplazamientos máximos de los puntos superiores de las columnas, los cuales se indican en la tabla 26. La ubicación de dichos puntos se muestra en la numeración de las columnas de la figura 121 anteriormente presentada. De los valores anteriores, se observó una rotación del sistema debido a la ubicación excéntrica de los muros en la estructura.

En cuanto a las deformaciones correspondientes a los voladizos de la estructura, las deflexiones importantes se presentaron en la dirección vertical con un valor máximo de 4.39 cm.

De acuerdo al artículo 209 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se indica que las diferencias máximas entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales, no deben exceder el valor de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes. Este requisito es aplicable para casos en donde los elementos estructurales sean incapaces de soportar deformaciones apreciables, o por la presencia de muros mampostería que no se encuentren desligados de la estructura.

Finalmente, el desplazamiento máximo permitido tanto en la dirección Norte-Sur como en la Este-Oeste corresponde al valor de 1.83 cm, el cual se ve excedido por la totalidad de los valores correspondientes a la dirección Este-Oeste.

Tabla 26. Desplazamientos Máximos de las columnas.

Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.	Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.
1	2.06	1.380	19	2.16	1.262
2	2.07	1.380	20	2.19	1.262
3	2.10	1.380	21	2.06	1.362
4	2.13	1.380	22	2.07	1.362
5	2.16	1.380	23	2.16	1.362
6	2.19	1.380	24	2.19	1.362
7	2.06	1.292	25	2.06	1.481
8	2.07	1.292	26	2.07	1.481
9	2.10	1.292	27	2.10	1.481
10	2.13	1.292	28	2.13	1.481
11	2.16	1.292	29	2.16	1.481
12	2.19	1.292	30	2.19	1.481
13	2.06	1.236	31	2.06	1.613
14	2.07	1.236	32	2.07	1.613
15	2.16	1.236	33	2.10	1.613
16	2.19	1.236	34	2.13	1.613
17	2.06	1.262	35	2.16	1.613
18	2.07	1.262	36	2.19	1.613

- Elementos Mecánicos

El historial de los elementos mecánicos correspondientes a la columna 19 se muestra de la figura 151 a la 155.

Del mismo modo que en el caso de los modelos anteriores, éstos presentaron la misma forma y distribución que cualquiera de los registros de aceleraciones.

Los máximos valores de los elementos mecánicos calculados se presentaron en la dirección Este-Oeste, (figuras 153, 155); los otros elementos mecánicos de menor magnitud en la dirección Norte-Sur, (figuras 152, 154).

En la tabla 27 se muestran los máximos elementos mecánicos obtenidos para las columnas. Se observó que los valores correspondientes a los elementos mecánicos obtenidos en este modelo fueron similares y ligeramente mayores a los máximos correspondientes de los modelos 1 y 2, (dirección Norte-Sur del modelo 1 y dirección Este-Oeste del modelo 2).

De la anterior tabla se obtuvieron varios puntos importantes:

- Las fuerzas axiales mayores se obtuvieron en las columnas, 15, 18 y 19, ubicadas en las zonas de baños de los Ejes 3, y 4. El valor máximo obtenido fue de 45.24 Ton.
- Las mayores fuerzas cortantes obtenidas se ubicaron en la dirección Este-Oeste, (82.03 Ton); en la dirección Norte-Sur se obtuvieron fuerzas cortantes de menor dimensión, (58.11 Ton).

En la dirección Este-Oeste, (Eje X), los mayores valores de las fuerzas cortantes se encontraron en las columnas correspondientes a los ejes 3, 4 y 5.

En la dirección Norte-Sur, (Eje Y), los mayores valores de las fuerzas cortantes se encontraron de la columna 26 a la 36.

- En cuanto a los momentos flexionantes, los mayores valores obtenidos se ubicaron también en la dirección Este-Oeste, (139.30 Ton m); en la dirección Norte-Sur se obtuvieron otros de menor dimensión, (97.88 Ton m).

En la dirección Norte-Sur, (M2), los mayores valores de las fuerzas cortantes se encontraron de la columna 25 a la 36.

En la dirección Este-Oeste, (M3), los mayores valores de las fuerzas cortantes se encontraron en las columnas correspondientes a los ejes 3, 4 y 5.

De este modo, las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables al aplicar las dos componentes horizontales del sismo registrado fueron de la 18 a la 20.

Figura 151. Fuerza Axial de la Columna 19.

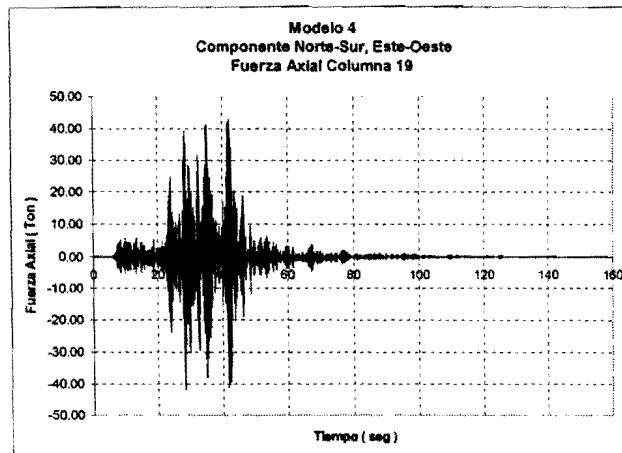


Figura 152. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección N-S.

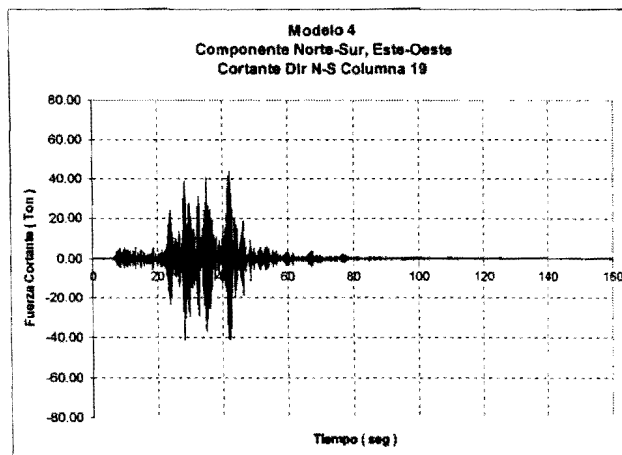


Figura 153. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección E-O.

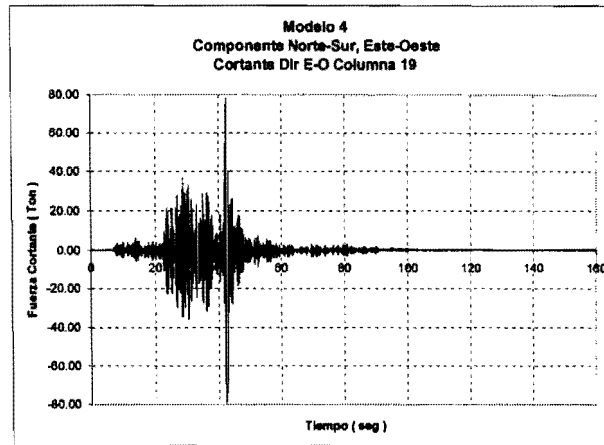


Figura 154. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección N-S.

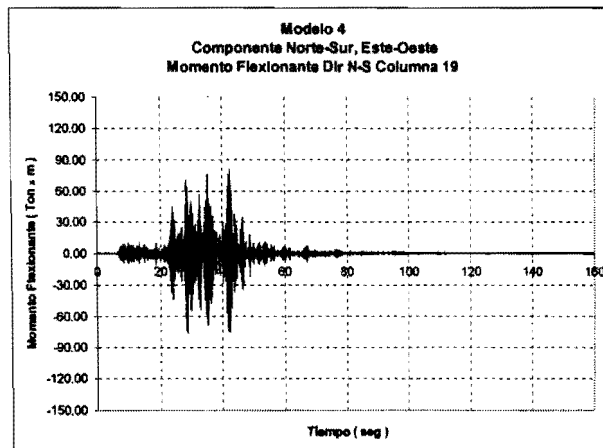


Figura 155. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección E-O.

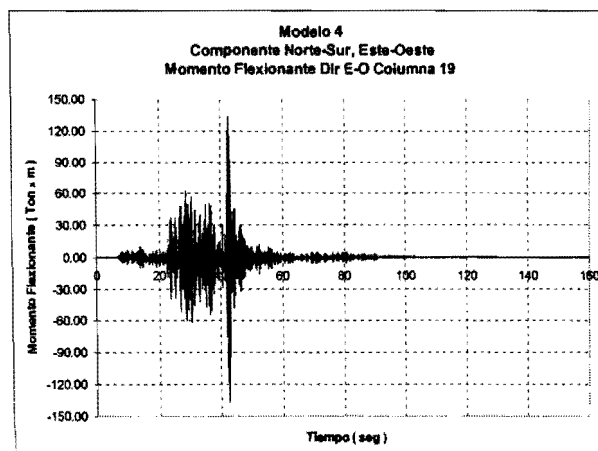


Tabla 27. Elementos Mecánicos en columnas al aplicar simultáneamente la componente Norte-Sur y Este-Oeste del registro.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) Ton x m
1	11.90	54.45	35.68	69.61	108.60
2	13.56	53.70	42.03	75.92	108.20
3	11.81	53.82	49.19	82.81	109.00
4	10.20	54.92	46.34	80.03	111.60
5	9.47	56.44	42.26	76.04	113.40
6	28.68	58.54	33.57	67.55	116.30
7	11.99	71.39	36.22	71.19	125.10
8	3.66	70.46	42.27	77.10	124.60
9	4.11	70.40	51.42	86.04	125.20
10	8.32	71.76	47.91	82.61	127.50
11	0.58	74.20	42.41	77.23	130.70
12	5.99	77.23	35.59	70.57	134.60
13	8.60	76.50	37.48	73.47	130.10
14	3.90	77.54	42.75	78.62	131.30
15	45.24	78.42	42.08	77.96	134.90
16	23.78	80.05	37.90	73.88	137.30
17	25.89	74.50	39.35	76.34	128.20
18	43.55	75.16	43.15	80.06	129.20
19	43.30	78.21	43.95	80.84	134.60
20	14.40	79.71	38.72	75.73	137.00
21	7.42	75.36	39.78	77.82	129.00
22	7.49	75.94	45.77	83.67	129.90
23	3.87	80.81	46.36	84.25	137.20
24	8.08	82.03	39.94	77.97	139.30
25	6.93	71.48	40.98	79.85	125.20
26	0.42	70.52	49.22	88.00	124.60
27	8.16	70.41	53.52	91.94	125.20
28	4.44	71.73	56.68	95.38	127.40
29	0.16	74.06	48.91	87.79	130.60
30	11.59	77.03	41.84	80.88	134.40
31	30.57	53.54	44.41	84.83	107.60
32	9.24	53.21	53.74	93.95	107.70
33	10.46	53.63	56.91	97.04	108.80
34	11.87	55.11	58.11	97.88	111.20
35	14.27	57.14	53.45	93.67	114.10
36	12.66	60.03	45.48	85.87	117.80

Posteriormente, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, (de compresión y de tensión), así como la fuerza cortante de los muros. Estos valores obtenidos se indican en la tabla 28.

De los máximos valores obtenidos se identificaron los elementos que presentaron las mayores fuerzas cortantes, del 1 al 4 y del 11 al 12; de los cuales, sólo el muro 4 no se encuentra orientado en la dirección Este-Oeste. Estos máximos valores se obtuvieron debido a que en esa dirección se presentó la máxima aceleración registrada, y también a que en esa dirección se encuentra una menor cantidad de muros.

Una vez identificado el muro 7 como el elemento con la mayor carga axial, se obtuvieron los historiales de la fuerza axial y fuerza cortante, mostrados en las figuras 156 y 157.

Figura 156. Fuerza Axial del Muro 7.

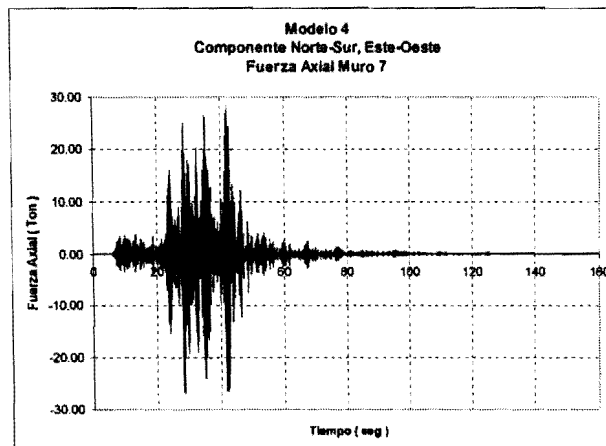


Figura 157. Fuerza Cortante del Muro 7.

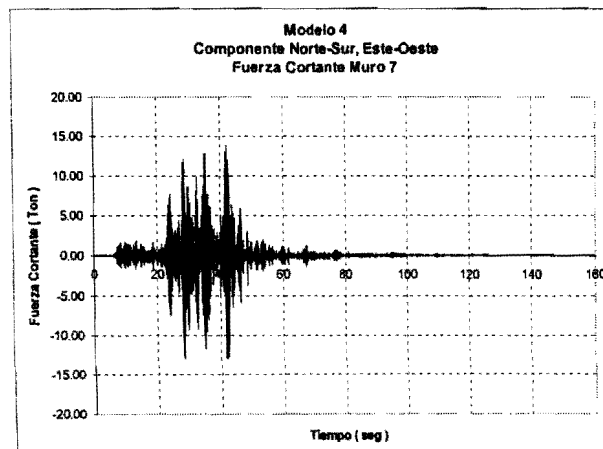


Tabla 28. Elementos Mecánicos de los muros al aplicar simultáneamente la componente Norte-Sur y Este-Oeste.

Muro	Fuerza Axial Compresión Ton	Fuerza Axial Tensión Ton	Fuerza Cortante Ton
1	22.65	23.79	29.78
2	11.57	12.35	26.76
3	12.00	12.55	25.68
4	24.28	23.18	29.64
5	1.00	0.96	16.52
6	13.31	12.48	13.79
7	28.31	26.52	13.86
8	18.78	19.22	15.29
9	28.03	26.26	13.75
10	1.06	1.00	15.82
11	18.78	19.22	23.91
12	13.31	12.48	23.19

- Elementos Mecánicos producto de la Carga Muerta

Se obtuvieron los máximos elementos mecánicos producidos por la carga muerta, indicados en la tabla 29, de acuerdo a los pesos indicados en la tabla 6. Estos valores se obtuvieron para combinarlos con los correspondientes de la aplicación de las dos componentes simultáneas del sismo, y posteriormente comparar la resistencia de las columnas ante tal demanda.

Tabla 29. Elementos Mecánicos máximos en columnas producto de la carga muerta.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) Ton x m
1	86.24	21.58	20.44	-42.41	-44.72
2	75.10	20.86	-6.36	13.13	-43.22
3	80.39	20.65	1.07	-2.27	-42.80
4	80.38	20.65	-1.19	2.42	-42.79
5	75.08	20.84	6.21	-12.91	-43.19
6	86.25	21.54	-20.65	42.75	-44.67
7	38.34	-4.80	19.95	-41.38	9.96
8	33.18	-5.26	-7.18	14.85	10.91
9	82.61	-6.52	1.17	-2.46	13.51
10	82.60	-6.52	-1.26	2.58	13.52
11	33.16	-5.28	7.04	-14.63	10.94
12	38.38	-4.84	-20.16	41.74	10.02
13	79.14	-0.32	19.72	-40.91	0.69
14	78.31	-0.35	-8.52	17.62	0.74
15	74.59	-0.35	8.37	-17.38	0.73
16	78.32	-0.34	-19.97	38.55	0.70
17	78.25	0.00	19.72	-40.90	0.00
18	72.71	0.00	-8.85	18.31	0.00
19	72.77	0.00	8.74	-18.14	0.00
20	78.26	0.00	-19.89	41.20	0.00
21	79.14	0.37	19.74	-40.93	-0.75
22	78.31	0.38	-8.50	17.60	-0.77
23	78.31	0.36	8.42	-17.48	-0.76
24	79.14	0.33	-19.86	41.14	-0.70
25	38.34	4.85	19.97	-41.42	-10.03
26	33.18	5.29	-7.15	14.81	-10.95
27	82.61	6.53	1.19	-2.49	-13.54
28	82.61	6.53	-1.24	2.56	-13.52
29	33.17	5.26	7.10	-14.73	-10.92
30	38.34	4.81	-20.06	41.57	-9.97
31	86.24	-21.54	20.48	-42.47	44.66
32	75.10	-20.83	-6.31	13.07	43.19
33	80.39	-20.64	1.12	-2.33	42.79
34	80.39	-20.65	-1.15	2.37	42.80
35	75.09	-20.65	6.28	-13.02	43.22
36	86.29	-21.58	-20.55	42.58	44.71

- Resistencia de las Columnas ante Fuerza Cortante

Es importante mencionar, que el criterio de revisión consistió en comparar las resistencias calculadas de acuerdo a la reglamentación vigente con la combinación de los elementos mecánicos obtenidos de la aplicación de las dos componentes horizontales del sismo, y los obtenidos de la carga gravitacional.

Una vez obtenidos los valores correspondientes a la fuerza cortante en ambas direcciones horizontales, se compararon con la resistencia de las columnas ante fuerza cortante de acuerdo a las NTC-Concreto, 1993.

Cabe recordar que inicialmente hubo tres diferentes tipos de columnas cuya distribución en planta se muestra en la figura 17 del capítulo de descripción de la estructura.

De la información presentada anteriormente, se calculó la resistencia a fuerza cortante de acuerdo a las dimensiones de las columnas y a su armado indicado en la figura 18 presentada también en el capítulo de descripción de la estructura.

En la tabla 30 se muestran los valores de las fuerzas cortantes resistentes de las columnas correspondientes a la estructura original.

Es importante mencionar que la separación de estribos en las columnas originales no cumple con la separación máxima permitida en las NTC-Concreto, 1993; el valor de la separación especificada es de 22.5 cm en el tercio medio de la altura de las columnas, y de 11.25 cm en los dos sextos extremos de la altura de las columnas. Aún así, se consideró la contribución del acero transversal en el cálculo de las resistencias al corte, mostradas en la tabla 30.

Debido a la gran separación y a la poca área transversal de los estribos en las columnas originales, se obtuvieron resistencias a fuerza cortante inferiores a las producidas por la carga muerta, tabla 29. Definitivamente, estas resistencias todavía son considerablemente menores a las obtenidas mediante la aplicación de las dos componentes del sismo en el modelo, tabla 27.

La escasa resistencia de todas las columnas ante fuerza cortante, llevó a presentar un patrón de daño estructural, mostrado en la figura 26 del capítulo de descripción de la estructura, el cual se caracterizó por una falla por cortante en el extremo superior de las columnas.

En la misma tabla 30 se muestran unas fuerzas cortantes resistentes que corresponden a un armado transversal, con mayor área y menor separación; el cual hubiera producido fuerzas cortantes de diseño mayores, (por lo menos 87.990 Ton), a las obtenidas al combinar los efectos de la aplicación del sismo más la contribución de las cargas gravitacionales, (cuyo valor máximo fue de 82.36 Ton).

Tabla 30. Fuerzas Cortantes Resistentes según las NTC-Concreto, 1993.

Columna	Fuerza Cortante Vcr + Vs Ton Armado Original	Fuerza Cortante Vcr + Vs Ton Armado a) Adecuado	Columna	Fuerza Cortante Vcr + Vs Ton Armado Original	Fuerza Cortante Vcr + Vs Ton Armado a) Adecuado
1	* 17.310	87.990	19	* 17.310	89.250
2	* 17.320	89.250	20	* 17.320	89.250
3	* 17.320	89.250	21	* 17.320	89.250
4	* 17.320	89.250	22	* 17.320	89.250
5	* 17.320	89.250	23	* 17.320	89.250
6	* 17.310	87.990	24	* 17.320	89.250
7	* 17.320	89.250	25	* 17.320	89.250
8	* 17.990	88.670	26	* 17.990	88.670
9	* 17.320	89.250	27	* 17.320	89.250
10	* 17.320	89.250	28	* 17.320	89.250
11	* 17.990	88.670	29	* 17.990	88.670
12	* 17.320	89.250	30	* 17.320	89.250
13	* 17.320	89.250	31	* 17.310	87.990
14	* 17.320	89.250	32	* 17.320	89.250
15	* 17.320	89.250	33	* 17.320	89.250
16	* 17.320	89.250	34	* 17.320	89.250
17	* 17.320	89.250	35	* 17.320	89.250
18	* 17.320	89.250	36	* 17.310	87.990

* Estas resistencias fueron considerablemente menores a las fuerzas cortantes indicadas en la tabla 27, (fuerzas asociadas a las dos componentes horizontales del sismo); y en la mayoría de la tabla 29, (fuerzas asociadas a las cargas gravitacionales).

a) Las resistencias se obtuvieron con estribos de dos ramas y una grapa de 5/8, separados a cada 10 cm.

Nota: Se empleó en el cálculo de la resistencia al corte el factor de reducción establecido por la reglamentación, y también el valor de f'_c en medida de la resistencia del concreto en la estructura.

- Resistencia de las Columnas ante Momento Flexionante.

En cuanto a los momentos flexionantes obtenidos al aplicar el sismo registrado al modelo, éstos también se compararon con los momentos resistentes de las columnas originales de acuerdo a los lineamientos de las NTC-Concreto, 1993.

En la tabla 31 se muestran los valores de los momentos resistentes a flexión pura de las columnas correspondientes a la estructura original. Los momentos flexionantes resultaron considerablemente inferiores a los asociados tanto a la aplicación de las dos componentes horizontales del sismo como los asociados a las cargas gravitacionales. Por este motivo, no se revisaron las columnas por flexocompresión en dos direcciones.

Del mismo modo que en el caso de las fuerzas cortantes, también se pretendió conocer el armado adecuado e hipotético, con el cual las resistencias de las columnas ante momento flexionante hubieran sido mayores a la sumatoria de las fuerzas obtenidas de aplicar el sismo más las producidas por las cargas gravitacionales. Sin embargo, al emplear la cuantía máxima permitida por las NTC-Concreto, 1993, el mayor momento a flexión pura obtenido resultó todavía inferior a los requerimientos del sismo, (tabla 27), y de la carga muerta, (tabla 29).

Pese a la menor resistencia de todas las columnas ante los momentos flexionantes ocasionados por el sismo, no existió evidencia alguna de daño estructural por flexión; se puede suponer que el daño presentado por la considerable debilidad de las columnas al corte no dió oportunidad a desarrollar daño por flexión.

Tabla 31. Momentos Flexionantes Resistentes según las NTC-Concreto, 1993.

Columna	Momento Flexionante Ton * m Armado Original	Momento Flexionante Ton * m Armado Adecuado a)	Columna	Momento Flexionante Ton * m Armado Original	Momento Flexionante Ton * m Armado Adecuado a)
1	* 22.312	80.325	19	* 27.370	80.325
2	* 27.370	80.325	20	* 27.370	80.325
3	* 27.370	80.325	21	* 27.370	80.325
4	* 27.370	80.325	22	* 27.370	80.325
5	* 27.370	80.325	23	* 27.370	80.325
6	* 22.312	80.325	24	* 27.370	80.325
7	* 27.370	80.325	25	* 27.370	80.325
8	* 23.800	80.325	26	* 23.800	80.325
9	* 27.370	80.325	27	* 27.370	80.325
10	* 27.370	80.325	28	* 27.370	80.325
11	* 23.800	80.325	29	* 23.800	80.325
12	* 27.370	80.325	30	* 27.370	80.325
13	* 27.370	80.325	31	* 22.312	80.325
14	* 27.370	80.325	32	* 27.370	80.325
15	* 27.370	80.325	33	* 27.370	80.325
16	* 27.370	80.325	34	* 27.370	80.325
17	* 27.370	80.325	35	* 27.370	80.325
18	* 27.370	80.325	36	* 22.312	80.325

* Estas resistencias fueron considerablemente menores a las fuerzas cortantes indicadas en la tabla 27, (fuerzas asociadas a las dos componentes horizontales del sismo); y en la mayoría de la tabla 29, (fuerzas asociadas a las cargas gravitacionales).

a) La resistencia se obtuvo con la cuantía máxima permitida por las NTC-Concreto, 1993.

Nota: Se empleó en el cálculo de la resistencia al corte el factor de reducción establecido por la reglamentación, y también el valor de f'_c en medida de la resistencia del concreto en la estructura.

- Resistencia de los Muros de Mampostería.

Se calculó la resistencia a compresión de los muros de mampostería, así como su resistencia al corte, ambas indicadas en la tabla 32, de acuerdo a las especificaciones establecidas en las NTC-Mampostería, 2000.

Se efectuó una revisión de las resistencias sólo con los elementos mecánicos obtenidos al aplicar las dos componentes horizontales del sismo, debido a que los elementos mecánicos producidos por las cargas verticales fueron prácticamente nulos.

La resistencia a compresión de todos los muros resultó superior a las fuerzas de compresión axial producidas por las componentes del sismo, tabla 28.

En el caso de la resistencia al corte, se calcularon dos diferentes tipos:

En la primera resistencia, debido a que la existencia de fuerzas axiales de tensión en los muros disminuye la resistencia al corte, tabla 28, se consideró únicamente la contribución del acero de los elementos de confinamiento de los muros, (castillos y dalas).

En la segunda resistencia, se consideró tanto la contribución de la mampostería al corte como la del acero de los elementos de confinamiento, (dalas y castillos); en la cual, la resistencia al corte resultó mayor por el beneficio de la carga axial de compresión.

Finalmente, estos tipos de resistencia al corte resultaron inferiores a los elementos mecánicos obtenidos de aplicar las componentes horizontales del sismo, tabla 28.

Tabla 32. Resistencias de los Muros de Mampostería.

Muro	longitud muro cm	espesor muro cm	Fuerza Axial Compresión Ton	a) Fuerza Cortante $V_u = V_{sr}$ Ton	b) Fuerza Cortante $V_u = V_m + V_{sr}$ Ton
1	300	15	41.895	10.00	19.720
2	250	15	34.912	9.990	16.521
3	250	15	34.912	9.990	16.563
4	390	15	54.463	10.000	21.010
5	390	15	54.463	10.000	16.344
6	*440	15	61.446	10.000	19.55
7	*440	15	61.446	10.000	22.499
8	*440	15	61.446	10.000	20.966
9	*440	15	61.446	10.000	22.444
10	390	15	54.463	10.000	16.352
11	250	15	34.912	9.990	14.973
12	250	15	34.912	9.990	16.548

a) Se consideró únicamente la contribución del acero de los elementos de confinamiento, (dadas y castillos).

b) Se consideró tanto la contribución de la mampostería como el acero de los elementos de confinamiento, (dadas y castillos).

* La longitud entre castillos de confinamiento del muro excede la especificación máxima permitida de 4.00 mts establecida en las NTC-Mampostería, 2000.

Nota: Se empleó la resistencia a la compresión, f'_m , de 15 kg/cm²; y la resistencia al corte, v'_m , de 3 kg/cm².

VII.2.2.5 MODELO 5

Este modelo se caracterizó por efectuar un análisis no-lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del sismo registrado en el modelo CH1. La necesidad de efectuar dicho análisis surgió del tipo de daño estructural presentado en la estructura, clasificado como severo y prueba de determinado comportamiento inelástico; con lo que con la ayuda de la modelación matemática al incorporar las características no-lineales de la estructura, se complementó el estudio del comportamiento dinámico de la Rectoría.

Es importante mencionar que el comportamiento inelástico de una estructura se debe tanto a la no-linealidad del material así como a la no-linealidad geométrica, que modifica las características de rigidez de los elementos y a su vez las ecuaciones de equilibrio dinámico. Se puede estudiar una estructura no-lineal sometida a acelerogramas reales con métodos analíticos de solución, pero resulta evidente lo impráctico del procedimiento debido al número excesivo de cambios en las ecuaciones de movimiento, con sus diferentes condiciones iniciales en cada intervalo de comportamiento.

Es por esto que el análisis de estructuras no lineales, aún las más sencillas, se lleva a cabo con métodos numéricos que simplifiquen el cálculo de integración de las ecuaciones de equilibrio dinámico.

El programa SAP 2000 efectúa el análisis no-lineal paso a paso al considerar una cantidad definida de elementos que pueden desarrollar un comportamiento no-lineal. Por este motivo, únicamente se consideraron las columnas como este tipo de elementos. Luego efectúa un proceso iterativo al resolver las ecuaciones de movimiento en determinado intervalo de tiempo. Para el cálculo de las formas modales, el programa emplea el método de Ritz, el cual toma en cuenta la distribución espacial de las cargas dinámicas.

En este modelo se modelaron las columnas como elementos especiales en cuyos nodos extremos se localizan una serie de resortes, uno por cada grado de libertad independiente asociado a cada elemento mecánico, (fuerza axial, cortante en dirección X, cortante en dirección Y, torsión, momento en dirección X, momento en dirección Y). Cada uno de estos resortes representa propiedades importantes que definen el comportamiento elástico e inelástico de la estructura. En el rango elástico fue necesario definir una rigidez y amortiguamiento efectivo; y en el rango inelástico una rigidez efectiva no-lineal, así como una serie de parámetros adicionales que definen el comportamiento inelástico.

Las rigideces efectivas, se obtuvieron de la rigidez lateral y angular de un elemento empujado en sus extremos, el cual se encuentra sujeto a un desplazamiento unitario en uno de sus extremos. En cuanto a las propiedades geométricas; en la rigidez efectiva lineal se consideró una sección gruesa de las columnas, y en la rigidez efectiva no-lineal, una sección agrietada transformada.

Es importante mencionar, que sólo las columnas se consideraron como elementos capaces de comportarse inelásticamente; debido al armado estructural, que aunque insuficiente, le permitió desarrollar un comportamiento no-lineal. En el caso de los muros de mampostería, estos se consideraron como elementos lineales debido a que sólo contaron con confinamiento perimetral, y no con refuerzo horizontal ni vertical que le permitiera desarrollar un comportamiento inelástico. A lo anterior, se debe añadir que el programa se limita a considerar los elementos muros como elementos que trabajan elásticamente.

Una vez tomados en cuenta los criterios anteriormente mencionados, se revisó que los períodos de vibración obtenidos del modelo, indicados en la tabla 33; fueran semejantes a los obtenidos en el modelo CH1 calibrado en una etapa anterior; mostrados en la tabla 17. También se obtuvo la participación de la masa en cada uno de los tres modos de vibrar para identificar la dirección de cada modo en particular.

Cabe mencionar que para este modelo, los modos de vibrar obtenidos de las dos direcciones horizontales, Este-Oeste (0.2025 seg.) y Norte-Sur (0.1869 seg.), mostraron buena aproximación a los correspondientes de los dos primeros modos de vibrar obtenidos en el modelo CH1, Este-Oeste (0.203 seg.) y Norte-Sur (0.189 seg.).

Sin embargo, el período de rotación obtenido en este modelo, (0.2124 seg.), resultó superior a su correspondiente en el modelo CH1, (0.166 seg.). Esto se debió a que en el cálculo de las formas modales, el método de Ritz considera un acoplamiento en las ecuaciones dinámicas modales, lo cual se reflejó en un período de rotación mayor.

Tabla 33. Períodos de vibración y participación de la masa en los modos de vibrar.

Período		Modo de Vibrar	Participación Modal (Porcentaje)	
			Dirección X	Dirección Y
1	0.212	Rotación Acoplado	12.1836	3.2894
2	0.202	Este-Oeste Acoplado	87.7903	0.7130
3	0.186	Norte-Sur Acoplado	0.0260	95.9945

- Desplazamientos

Se puede observar en las figuras 158 y 159, el historial de desplazamientos del centro de masa en las dos direcciones. Ambos historiales son similares en forma y en la distribución de los desplazamientos debido a la semejanza entre las dos componentes horizontales registradas del sismo.

En la dirección Norte-Sur, figura 158, el máximo desplazamiento producto del análisis no-lineal fue de 0.79 cm, el cual resultó inferior al obtenido mediante al análisis lineal del modelo 4 con un desplazamiento máximo en la misma dirección de 1.39 cm. En esta dirección se presentó un desplazamiento permanente, el cual alcanzó un valor cercano al medio milímetro, (0.049 cm).

En la dirección Este-Oeste, figura 159, se obtuvo el máximo desplazamiento producto del análisis no-lineal de 0.90 cm, el cual resultó inferior al obtenido mediante al análisis lineal del modelo 4 con un desplazamiento máximo en la misma dirección de 2.11 cm. En esta dirección debido al comportamiento no-lineal y a que en la dirección Este-Oeste se presentó la mayor aceleración registrada, se obtuvo el máximo desplazamiento permanente, el cual alcanzó un valor cercano a los dos milímetros.

En la misma figura 159, se puede observar un desplazamiento permanente producto de las deformaciones inelásticas, que se inició con la fase intensa del registro, cuya dimensión final fue cercana al milímetro.

Figura 158. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Norte-Sur.

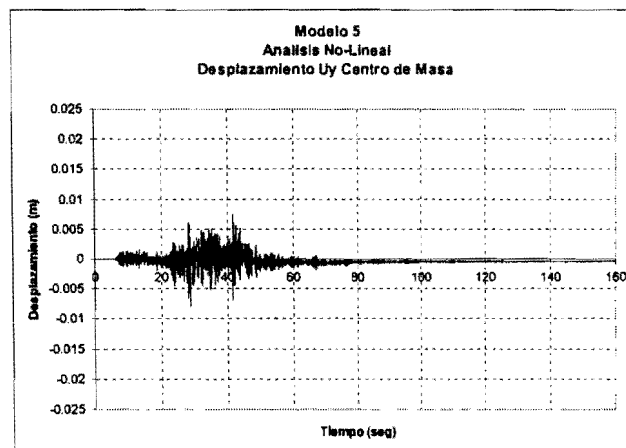
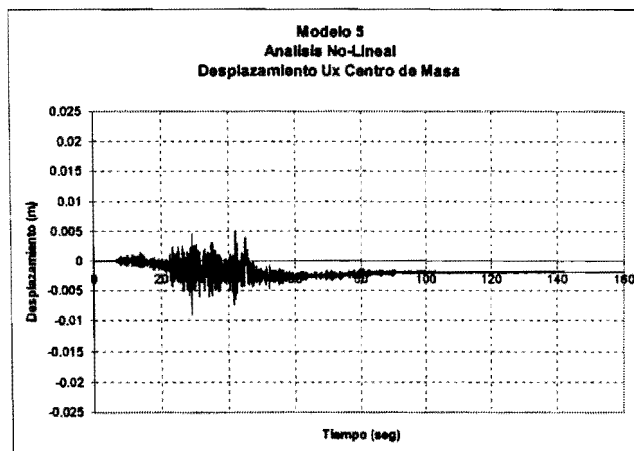


Figura 159. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Este-Oeste.



Posteriormente, en la tabla 34 se muestran los desplazamientos máximos de las columnas, obtenidos de la combinación de la carga muerta y la aplicación de las dos componentes horizontales del sismo, cuya ubicación se indica en la figura 121. Es importante observar que los desplazamientos obtenidos en este modelo resultaron menores a los del modelo 4, mostrados en la tabla 26.

Finalmente, el desplazamiento máximo permitido tanto en la dirección Norte-Sur como en la Este-Oeste por el Reglamento de Construcciones del D.F. corresponde al valor de 1.83 cm, el cual no se excedió por ningún desplazamiento obtenido mediante el análisis no-lineal.

Tabla 34. Desplazamientos Máximos obtenidos.

Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.	Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.
1	1.040	0.712	19	0.815	0.794
2	0.984	0.712	20	0.762	0.794
3	0.927	0.712	21	1.040	0.821
4	0.870	0.712	22	0.984	0.821
5	0.815	0.712	23	0.815	0.821
6	0.762	0.712	24	0.762	0.821
7	1.040	0.740	25	1.040	0.849
8	0.984	0.740	26	0.984	0.849
9	0.927	0.740	27	0.927	0.849
10	0.870	0.740	28	0.870	0.849
11	0.815	0.740	29	0.815	0.849
12	0.762	0.740	30	0.762	0.849
13	1.040	0.767	31	1.040	0.877
14	0.984	0.767	32	0.984	0.877
15	0.762	0.767	33	0.927	0.877
16	0.735	0.767	34	0.870	0.877
17	1.040	0.794	35	0.815	0.877
18	0.984	0.794	36	0.762	0.877

- Elementos Mecánicos

En la tabla 35, se muestran los máximos elementos mecánicos obtenidos de la combinación de la carga muerta y la aplicación de las dos componentes horizontales del sismo.

Debido al comportamiento inelástico en los elementos empleados en el modelo, los máximos elementos mecánicos obtenidos fueron inferiores a los correspondientes en el análisis lineal efectuado en el modelo 4.

De la anterior tabla se obtuvieron varios puntos importantes:

- Las fuerzas axiales de todas las columnas son cercanas entre sí, y ligeramente mayores a la combinación de efectos de la carga muerta y componentes horizontales del sismo del modelo 4, mostrados en la tabla 27 y 29.
- Las fuerzas cortantes superaron la resistencia de la sección de todas las columnas de concreto al corte, V_{cr} . En este caso, no se consideró la resistencia del armado transversal debido a que su separación es mayor que la mitad del peralte, y la grieta se forma entre los estribos.
- En cuanto a los momentos flexionantes, los valores obtenidos se distribuyen de manera similar en todas las columnas. Estos momentos también fueron superiores a las resistencias a flexión pura, calculadas de acuerdo a la normatividad vigente, presentadas en la tabla 31.

Resumiendo los puntos anteriores, al considerar los efectos de inelasticidad, las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables fueron la columna 1, 17, 33 y 36. Sin embargo, debido a la cercanía de los valores entre sí, se decidió mostrar el historial de la columna 19.

El historial de los elementos mecánicos, producto del análisis no-lineal paso a paso, correspondientes a la columna 19 se muestra de la figura 160 a la 164. Cabe mencionar que en los diferentes historiales, sólo se indican los efectos de la aplicación de las dos componentes horizontales del sismo. Debido al comportamiento inelástico de las columnas, los historiales correspondientes a las fuerzas cortantes y momentos flexionantes, presentaron una forma y distribución diferente a cualquiera de los registros horizontales aplicados. Esto se puede observar de la figura 161 a la 164.

Figura 160. Fuerzas Axiales de la Columna 19.

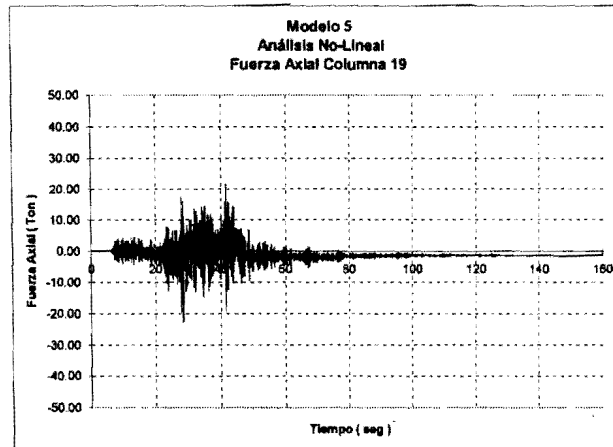


Figura 161. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección N-S.

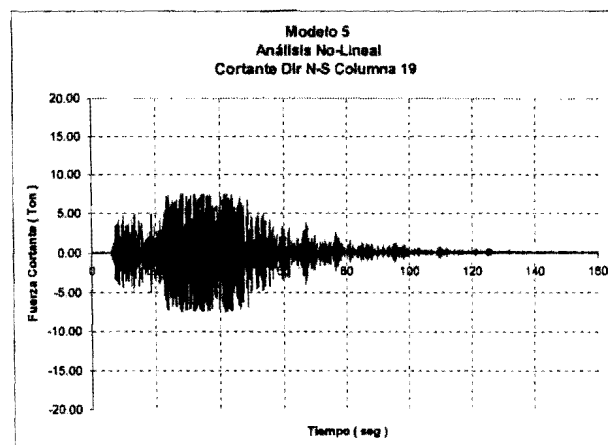


Figura 162. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección E-O.

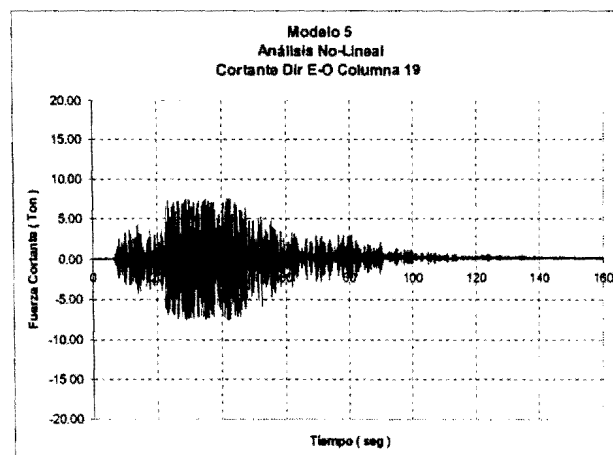


Figura 163. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección N-S.

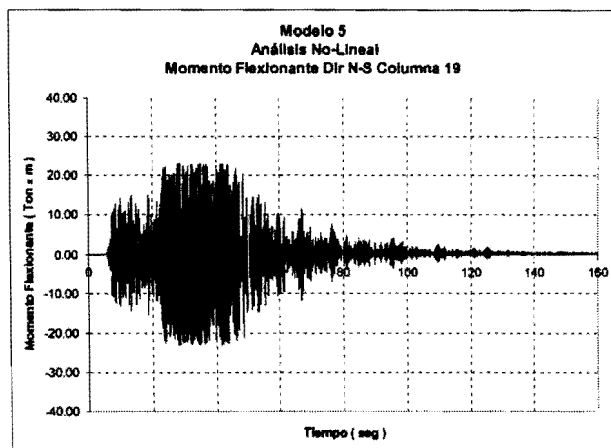


Figura 164. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección E-O.

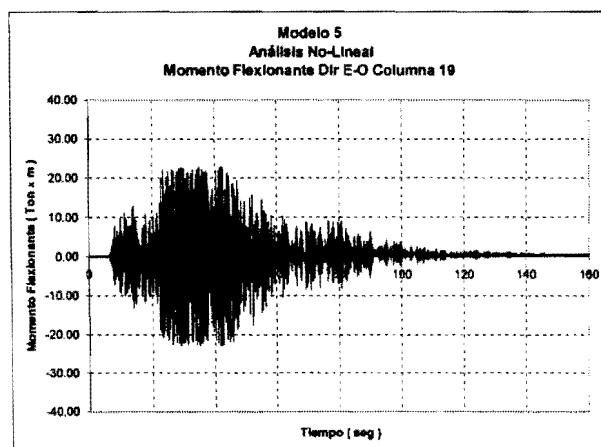


Tabla 35. Elementos Mecánicos máximos en columnas.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) a) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) a) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) b) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) b) Ton x m
1	113.31	9.85	9.84	51.45	51.76
2	92.94	9.85	9.84	15.67	51.42
3	102.99	9.86	9.84	25.11	51.43
4	102.82	9.86	9.84	21.60	51.44
5	93.20	9.86	9.84	30.48	51.45
6	113.26	9.87	9.84	27.31	51.85
7	92.59	9.85	9.83	51.01	30.98
8	66.11	9.85	9.83	30.55	31.36
9	101.81	9.86	9.83	25.15	32.34
10	101.62	9.86	9.83	24.21	32.32
11	92.72	9.87	9.83	49.37	30.91
12	66.38	9.86	9.83	30.68	31.32
13	103.64	9.85	9.83	50.91	24.01
14	98.17	9.85	9.83	32.04	23.95
15	120.12	9.85	9.83	31.98	24.00
16	112.38	9.87	9.83	49.14	24.07
17	108.31	9.85	9.82	50.67	23.19
18	116.32	9.85	9.82	32.30	23.20
19	117.57	9.86	9.83	32.45	23.19
20	108.57	9.87	9.83	49.16	23.21
21	103.46	9.85	9.82	50.87	23.75
22	98.08	9.85	9.82	32.06	23.67
23	98.09	9.85	9.83	32.28	23.65
24	103.46	9.87	9.83	49.49	23.71
25	92.66	9.85	9.83	50.95	31.31
26	66.13	9.85	9.83	30.62	31.71
27	101.71	9.86	9.82	25.10	32.71
28	101.65	9.86	9.82	24.33	32.72
29	66.30	9.86	9.82	30.91	31.74
30	92.60	9.86	9.82	49.68	31.36
31	113.24	9.86	9.81	51.36	51.46
32	92.91	9.86	9.81	30.35	51.09
33	102.92	9.86	9.81	25.04	51.08
34	102.87	9.86	9.81	24.29	51.07
35	93.12	9.86	9.81	30.66	51.06
36	113.26	9.86	9.81	50.15	51.40

a) Las fuerzas cortantes superaron las resistencias de las columnas de concreto al corte, V_{cr} .
b) Los momentos flexionantes resultaron superiores a las resistencias de las columnas a flexión.

En cuanto a los muros de mampostería, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, (de compresión y tensión), así como también los correspondientes a la fuerza cortante.

De los valores obtenidos al considerar los efectos de la carga muerta y las dos componentes horizontales del registro, los cuales se indican en la tabla 36, se observó lo siguiente:

En el caso de las fuerzas cortantes obtenidas en este modelo, éstas resultaron mayores a las resistencias calculadas de los muros de mampostería, mostradas en la tabla 32. Debido a lo anterior, la escasa resistencia de los muros al corte les ocasionó daño estructural. En cuanto a las fuerzas axiales, éstas resultaron menores a las resistencias calculadas, mostradas también en la tabla 32.

De los máximos valores obtenidos se identificaron los elementos que presentaron las mayores fuerzas cortantes, muro 2, 4 y 11; de los cuales, sólo el muro 4 se encuentra orientado en la dirección Norte-Sur.

Una vez identificado el muro 11 como el elemento con los elementos mecánicos más desfavorables, se obtuvieron los historiales de la fuerza axial y fuerza cortante, mostrados en las figuras 165 y 166. Cabe recordar que los muros no fueron considerados como capaces de desarrollar un comportamiento inelástico; debido a esto, se observó que la distribución de fuerzas presentó el mismo comportamiento que en los historiales correspondientes a los desplazamientos del centro de masa.

Figura 165. Fuerza Axial del Muro 11.

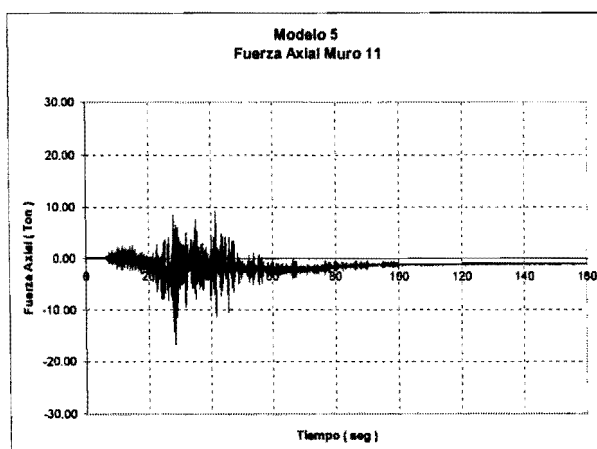


Figura 166. Fuerza Cortante del Muro 11.

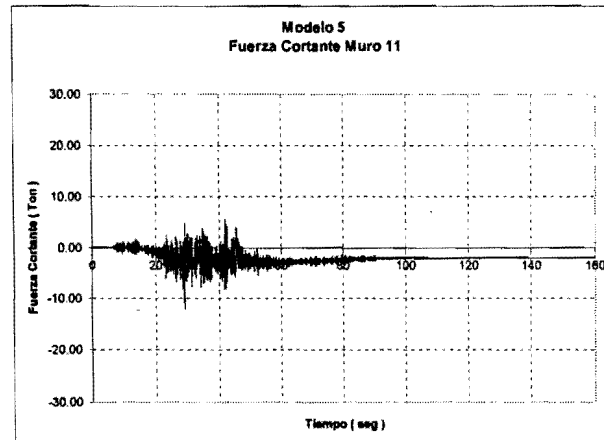


Tabla 36. Elementos Mecánicos de los muros considerando los efectos de la carga muerta y las dos componentes horizontales del registro.

Muro	Fuerza Axial Compresión Ton	Fuerza Axial Tensión Ton	Fuerza Cortante a) Ton
1	8.89	5.63	18.92
2	7.62	5.85	b) 20.38
3	12.61	7.03	14.27
4	12.33	3.54	19.53
5	12.61	3.48	b) 17.94
6	13.99	15.43	14.59
7	15.39	16.09	13.98
8	18.70	16.73	13.77
9	15.48	15.63	14.53
10	8.89	3.66	b) 18.11
11	9.03	16.73	b) 22.60
12	12.33	7.06	b) 18.34
<p>a) Estas fuerzas cortantes son mayores a las resistencias de los muros al corte al considerar únicamente la contribución del acero de los elementos de confinamiento, (dalas y castillos), mostradas en la tabla 32.</p> <p>b) Estas fuerzas cortantes son mayores a las resistencias de los muros al corte al considerar tanto la contribución de la mampostería como el acero de los elementos de confinamiento, (dalas y castillos), mostradas en la tabla 32.</p>			

VII.2.2.6 MODELO 6

En este modelo se evaluó el refuerzo estructural efectuado en la Rectoría, al aplicar del mismo modo que en los modelos anteriores las componentes horizontales del sismo registrado del 20 de octubre de 1995 en el modelo CH2. De este modo, se obtuvieron los elementos mecánicos y se compararon con las resistencias correspondientes a la etapa del refuerzo estructural efectuado en las columnas.

De este modo, se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso al aplicar las componentes Norte-Sur y Este-Oeste de manera simultánea.

- Desplazamientos

En las figuras 167 y 168, se muestra el historial de desplazamientos del centro de masa en las dos direcciones. El máximo desplazamiento se presentó en la dirección Este-Oeste, (figura 168), con un valor de 0.34 cm. En la dirección Norte-Sur, (figura 167), se presentaron desplazamientos similares.

El motivo de estos pequeños desplazamientos se debió a la incrementada rigidez de la estructura obtenida en la etapa de refuerzo estructural.

Figura 167. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Norte-Sur.

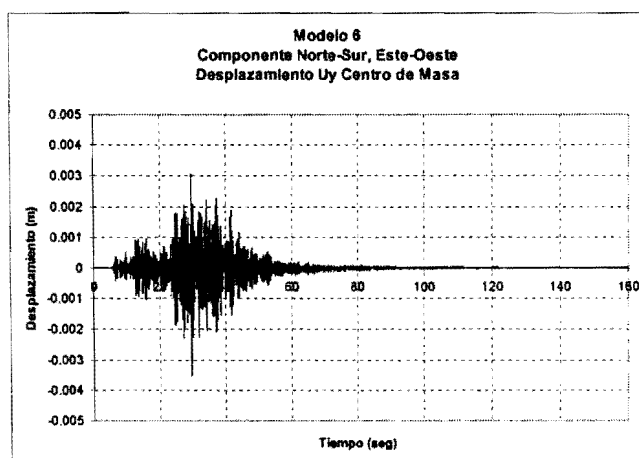
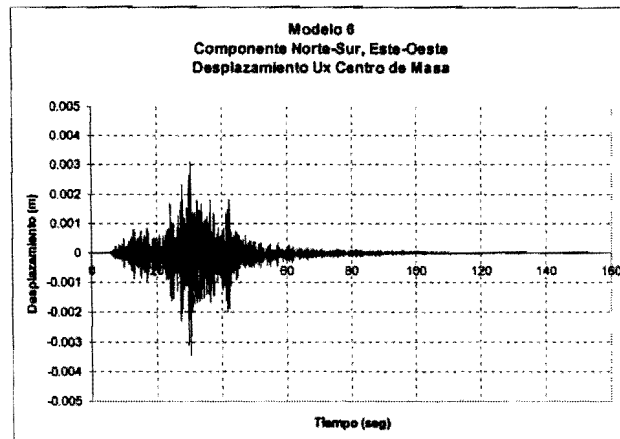


Figura 168. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Este-Oeste.



Adicionalmente al desplazamiento del centro de masa, se obtuvieron los desplazamientos máximos de los puntos superiores de las columnas, los cuales se indican en la tabla 37. El desplazamiento máximo obtenido alcanzó un valor máximo de 0.35 cm en la dirección Este-Oeste.

Debido a la etapa de refuerzo estructural, los desplazamientos obtenidos cumplen con el requisito de las diferencias máximas entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales; el cual se especifica en el artículo 209 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y cuyo valor corresponde a un desplazamiento máximo permitido de 1.83 cm.

Tabla 37. Desplazamientos Máximos de las columnas.

Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.	Columna	Desplaz. Dirección X (Este-Oeste) cm.	Desplaz. Dirección Y (Norte-Sur) cm.
1	0.350	0.220	19	0.346	0.227
2	0.349	0.220	20	0.344	0.227
3	0.348	0.220	21	0.350	0.229
4	0.347	0.220	22	0.349	0.229
5	0.346	0.220	23	0.346	0.229
6	0.344	0.220	24	0.344	0.229
7	0.350	0.223	25	0.350	0.232
8	0.349	0.223	26	0.349	0.232
9	0.348	0.223	27	0.348	0.232
10	0.347	0.223	28	0.347	0.232
11	0.346	0.223	29	0.346	0.232
12	0.344	0.223	30	0.344	0.232
13	0.350	0.225	31	0.350	0.235
14	0.349	0.225	32	0.349	0.235
15	0.344	0.225	33	0.348	0.235
16	0.344	0.225	34	0.347	0.235
17	0.350	0.227	35	0.346	0.235
18	0.349	0.227	36	0.344	0.235

- Elementos Mecánicos

En la tabla 38 se muestran los máximos elementos mecánicos obtenidos para las columnas.

Estos valores se obtuvieron de la combinación de los efectos de la carga muerta y de la aplicación simultánea de las dos componentes horizontales del sismo.

Se observó que las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables se ubican en el eje 7. Sin embargo, no hubo gran diferencia entre los elementos mecánicos de estas columnas con los correspondientes de las columnas restantes. Por este motivo, se escogió la columna 19 para mostrar el historial de los elementos mecánicos.

El historial de los elementos mecánicos correspondientes a la columna 19 se muestra de la figura 169 a la 173.

Debido a que los períodos de vibración del modelo obtenidos fueron muy similares, y a que las dos componentes horizontales del sismo aplicadas en el modelo también lo fueron; la distribución de los valores de los elementos mecánicos resultó similar, tanto a fuerza cortante, (figura 170 y 171), como a momento flexionante (figura 172 y 173).

Figura 169. Fuerzas Axiales de la Columna 19.

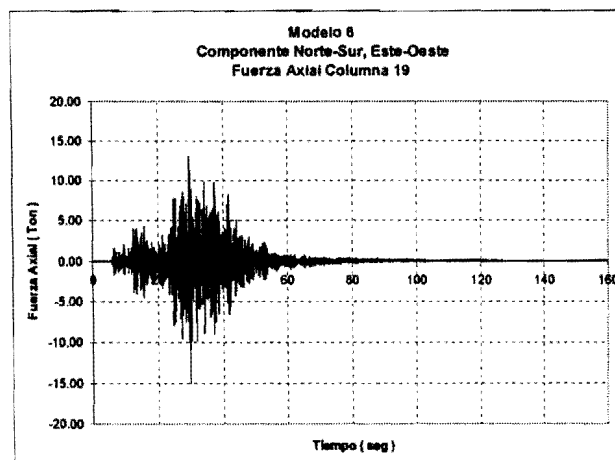


Figura 170. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección N-S.

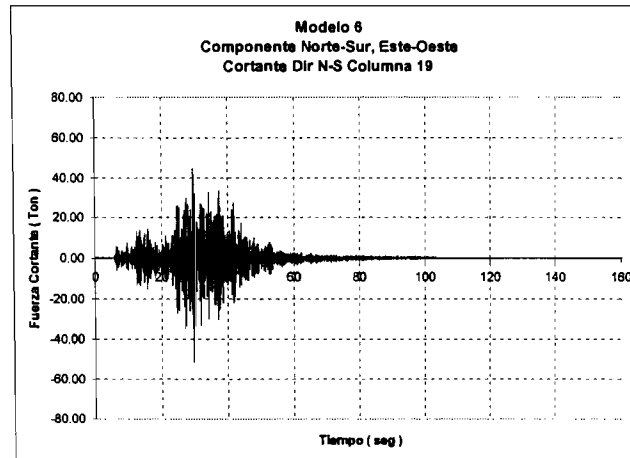


Figura 171. Fuerza Cortante de la Columna 19 en la dirección E-O.

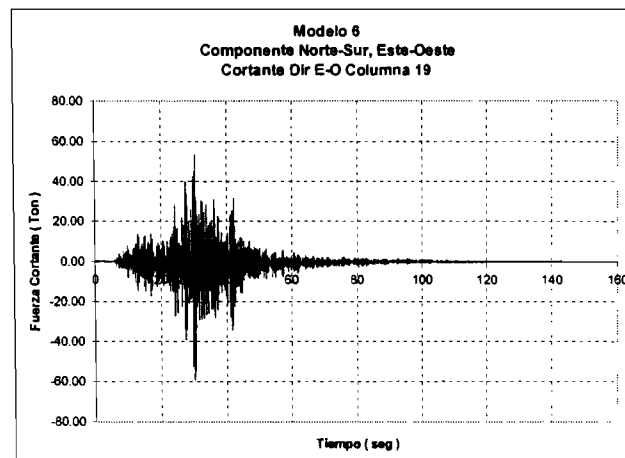


Figura 172. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección N-S.

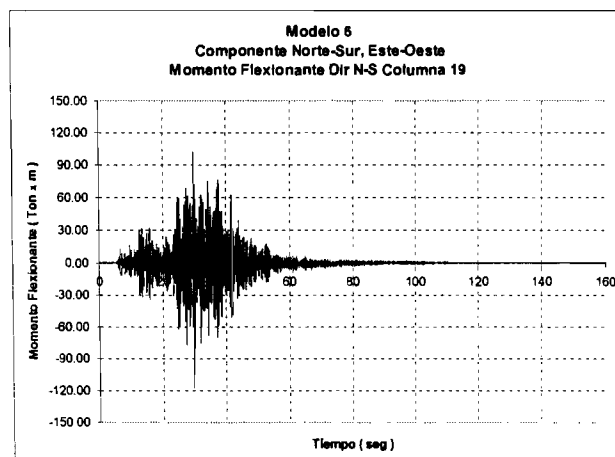


Figura 173. Momento Flexionante de la Columna 19 en la dirección E-O.

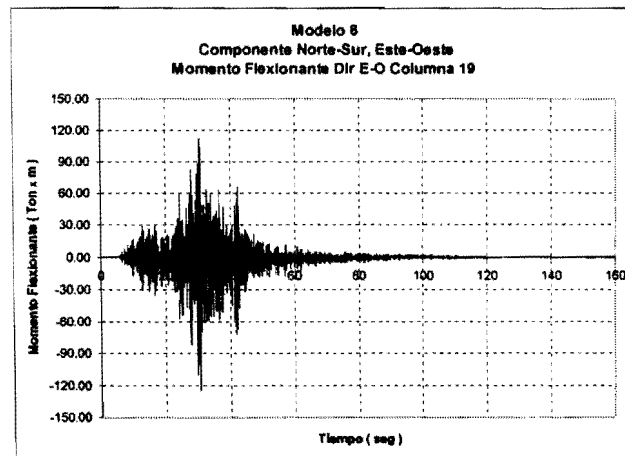


Tabla 38. Elementos Mecánicos máximos en columnas.

Columna	Fuerza Axial Ton	Fuerza Cortante Dirección X (Este-Oeste) Ton	Fuerza Cortante Dirección Y (Norte-Sur) Ton	Momento Flexionante Dirección Y (Norte-Sur) Ton x m	Momento Flexionante Dirección X (Este-Oeste) Ton x m
1	71.86	60.82	66.52	121.86	109.22
2	73.12	56.69	48.53	104.52	104.50
3	73.30	55.21	53.50	109.32	102.34
4	74.25	54.71	52.36	108.22	101.12
5	71.73	55.19	51.99	107.86	100.85
6	76.73	58.37	14.29	71.48	103.18
7	82.96	56.67	21.91	88.19	116.54
8	56.43	36.99	46.89	103.50	85.52
9	79.26	29.10	55.51	111.81	77.19
10	79.90	28.40	52.85	109.24	75.76
11	57.12	52.60	53.23	118.38	109.90
12	69.72	36.78	16.36	74.08	82.37
13	72.05	45.00	63.93	120.48	93.97
14	73.13	43.65	36.26	93.81	91.93
15	62.49	43.39	56.94	113.74	89.48
16	64.59	42.01	17.23	75.76	87.41
17	65.53	45.14	65.78	122.81	94.10
18	56.06	44.12	33.13	91.34	92.39
19	59.43	42.60	57.81	115.31	88.71
20	62.69	41.46	18.02	76.78	86.88
21	71.93	45.92	64.91	122.53	94.86
22	74.35	45.71	37.45	96.06	93.91
23	73.93	42.92	57.18	115.08	89.02
24	71.09	41.61	18.01	77.32	87.02
25	70.47	46.92	65.89	124.02	95.82
26	56.46	45.25	48.90	107.65	93.48
27	80.63	48.55	58.01	116.43	95.92
28	79.58	47.86	53.93	112.49	94.52
29	56.23	43.10	52.20	110.83	89.20
30	70.04	42.97	18.01	77.87	88.34
31	88.99	69.70	24.26	93.68	129.08
32	81.64	64.65	63.53	131.54	123.55
33	81.72	62.83	64.38	132.35	121.12
34	82.71	62.17	65.26	113.19	119.81
35	79.87	62.46	60.13	128.25	119.40
36	93.87	65.18	76.32	143.86	121.36

- Resistencia de las Columnas ante Fuerza Cortante

Una vez obtenidos los valores correspondientes a la fuerza cortante en ambas direcciones horizontales del modelo, se compararon con la resistencia de las columnas ante fuerza cortante de acuerdo a las NTC-Concreto, 1993.

Cabe recordar que las columnas cuadradas originales de 50 cm por lado fueron elaboradas con un concreto cuya resistencia a la compresión fue de 200 kg/cm²; y que las columnas se reforzaron al incrementar su sección a 80 cm por lado con un concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm².

Con esta información, se calculó la resistencia a fuerza cortante de acuerdo a las dimensiones de las columnas y a su armado indicado en la figura 44 presentada también en el capítulo de descripción de la estructura.

Es importante mencionar que en el cálculo efectuado se empleó el concreto de resistencia a la compresión de 250 kg/cm², y que fue necesario transformar el área de concreto correspondiente a la columna original con un concreto de menor resistencia a un área efectiva menor establecida por la relación modular entre las dos resistencias del concreto. En el cálculo de la resistencia a fuerza cortante, únicamente se consideró el armado correspondiente a la estructura reforzada, ignorando así cualquier contribución del armado transversal original que anteriormente se calificó como insuficiente.

La resistencia calculada a fuerza cortante de las columnas correspondientes a la etapa de refuerzo fue de 86.157 Ton, la cual fue mayor a cualquier valor obtenido en el modelado y presentado en la tabla 38.

En cuanto a los requerimientos establecidos en las NTC-Concreto de 1993, tales como: la separación del refuerzo transversal, el acero máximo y mínimo permitido para elementos como columnas, se cumplen en su totalidad.

- Resistencia de las Columnas ante Momento Flexionante.

Los momentos flexionantes obtenidos en el modelado también se compararon con los momentos resistentes de las columnas reforzadas, según las especificaciones de las NTC-Concreto, 1993.

De acuerdo a las dimensiones de las columnas y a su armado indicado en la figura 44, presentada en el capítulo de descripción de la estructura; se calculó la máxima resistencia a flexocompresión en una dirección de las columnas, con un valor a flexión de 147.968 Ton x m, y a compresión de 400.558 Ton.

Esta resistencia calculada fue superior a los momentos en cada dirección obtenidos de la consideración de los efectos de la carga muerta y la aplicación simultánea de las dos componentes horizontales del sismo, tabla 38. Es importante mencionar que se ignoró la contribución del armado longitudinal de las columnas originales en la resistencia a flexocompresión.

Posteriormente, se efectuó una revisión de la carga de compresión máxima de las columnas reforzadas bajo el criterio de flexocompresión biaxial con los valores anteriormente obtenidos. El máximo valor de compresión calculado fue de 238.50 Ton, el cual es superior a las fuerzas axiales a compresión de la tabla 38.

En cuanto a los muros de mampostería, se calcularon los máximos valores correspondientes a la fuerza axial, (de compresión y tensión), así como también los correspondientes a la fuerza cortante.

De los valores obtenidos al considerar los efectos de la carga muerta y las dos componentes horizontales del registro, los cuales se indican en la tabla 39, se observó lo siguiente:

En el caso de las fuerzas cortantes obtenidas en este modelo, éstas resultaron menores a las resistencias calculadas de los muros de mampostería, mostradas en la tabla 32. Las fuerzas axiales resultaron menores a las resistencias calculadas, mostradas también en la tabla 32.

De los máximos valores obtenidos se identificó el muro 7 como el que presentó la mayor fuerza cortante, el cual, se encuentra orientado en la dirección Norte-Sur.

En las figura 174 y 175, se muestran los historiales de la fuerza axial y fuerza cortante del muro 7.

Figura 174. Fuerza Axial del Muro 7.

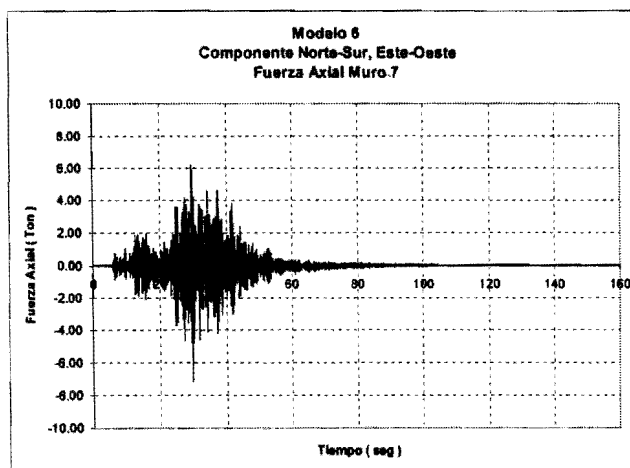


Figura 175. Fuerza Cortante del Muro 7.

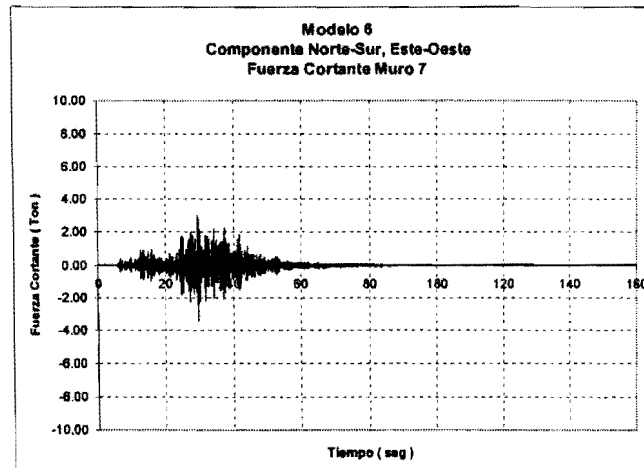


Tabla 39. Elementos Mecánicos de los muros considerando los efectos de la carga muerta y las dos componentes horizontales del registro.

Muro	Fuerza Axial Compresión Ton	Fuerza Axial Tensión Ton	Fuerza Cortante a) Ton
1	5.66	6.42	6.54
2	2.84	3.31	9.34
3	3.04	2.11	8.42
4	3.28	2.71	8.62
5	3.25	3.78	9.28
6	0.58	2.98	9.92
7	0.77	3.62	10.47
8	4.61	6.22	6.49
9	6.22	7.15	5.65
10	8.11	6.97	5.65
11	6.16	7.14	6.47
12	0.17	3.05	10.23
a) Estas fuerzas cortantes son menores a las resistencias de los muros al corte al considerar tanto la contribución de la mampostería como el acero de los elementos de confinamiento, (dadas y castillos), mostradas en la tabla 32.			

VII.2.3 RESULTADOS FINALES

Se efectuaron una serie de modelos que complementaron el estudio sobre el comportamiento dinámico de la Rectoría al aplicarle mediante la modelación matemática de la estructura el sismo registrado el 20 de Octubre de 1995.

Los modelos se elaboraron de la manera más adecuada posible con el fin de representar las características y propiedades más importantes de la estructura. De este modo se emplearon los modelos calibrados anteriormente. El modelo CH1 que corresponde a la estructura original, se empleó para la elaboración de los primeros cinco modelos; y el modelo CH2 que corresponde a la estructura reforzada, se utilizó para la elaboración del sexto y último modelo.

En los primeros dos modelos elaborados se les aplicó las dos componentes horizontales del sismo registrado de manera independiente y se efectuó un análisis dinámico lineal paso a paso, con el fin de conocer la importancia y contribución de cada componente en la respuesta dinámica de la estructura. De este modo, debido a que la componente Este-Oeste presenta la mayor aceleración registrada, se obtuvo una mayor respuesta de la estructura en esa misma dirección, en cuanto a los desplazamientos y los elementos mecánicos de las columnas y muros. Se pudo observar que debido a la existencia de los muros de mampostería, los cuales nunca se desligaron adecuadamente, se produjo una combinación de efectos en ambas direcciones de la respuesta dinámica de la estructura.

Del mismo modo que en los dos primeros modelos, en el tercero se aplicó la componente vertical del registro, y también se efectuó un análisis paso a paso. Se observó que la importancia de tal componente no fue significativa en comparación a las otras dos componentes horizontales, aunque en la dirección vertical del registro se presentaron aceleraciones importantes. Lo anterior se debió principalmente a que en la dirección vertical, la gran rigidez de las columnas no permitió que la componente vertical del registro tuviera una participación importante en la respuesta dinámica de la estructura. Es por esto que en los modelos posteriores no se consideró la componente vertical del registro.

En el cuarto modelo se efectuó un análisis paso a paso lineal con las dos componentes horizontales del registro aplicadas simultáneamente. Se observó la importancia de la componente Este-Oeste sobre la componente Norte-Sur en la respuesta dinámica de la estructura. También se observó que la respuesta dinámica de la estructura original fue superior a las especificaciones establecidas en la normatividad actual, por lo que se reflejó en un daño estructural en columnas y muros clasificado como de cortante. Este tipo de daño predominó al de flexión debido a la escasa resistencia a fuerza cortante de las columnas producto de un armado transversal insuficiente, en donde la separación de estribos en las columnas fue de hasta 30 cm.

En el quinto modelo, se efectuó un análisis no-lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del registro aplicadas simultáneamente. Las características de no-linealidad en las columnas se definieron por medio de rigideces efectivas, así como una serie de requerimientos de modelación necesarios. Finalmente, la respuesta dinámica del modelo se reflejó en desplazamientos y elementos mecánicos ligeramente menores a los obtenidos en el cuarto modelo, esto se debió al comportamiento no-lineal definido en las columnas. También debido a ésta definición de no-linealidad, se obtuvieron desplazamientos permanentes de pequeña magnitud en la dirección del registro con la mayor aceleración, (Este-Oeste).

Debido a estos resultados, donde el análisis no-lineal produjo resultados menos perjudiciales que el emplear el análisis lineal; se observó que para esta estructura en particular, el análisis lineal paso a paso resultó ser más conservador en la respuesta dinámica de la estructura ante el sismo registrado. Es por esto que en el último modelo, se decidió emplear este tipo de análisis, además de ser más apropiado por ser una estructura con mayor rigidez adquirida después de la etapa de refuerzo estructural.

En el sexto modelo, se utilizó el modelo CH2 calibrado anteriormente, y que corresponde a la estructura reforzada, para efectuar un análisis lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del registro aplicadas simultáneamente. La finalidad de este último modelo fue evaluar que el refuerzo efectuado satisficiera los requerimientos de servicio y resistencia establecidos en la normatividad vigente, tanto en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal como en las Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 1993.

En cuanto a los requerimientos de servicio, los desplazamientos obtenidos en este modelo fueron considerablemente inferiores a los correspondientes de la estructura original obtenidos en el cuarto modelo. En cuanto a los requerimientos de resistencia, los elementos mecánicos obtenidos del análisis fueron menores que las resistencias correspondientes al reforzamiento de las columnas. De este modo, se observó que el refuerzo efectuado en la estructura es satisfactorio ante el sismo que dañó inicialmente la estructura; el cual es verdaderamente significativo e importante para efectos de posteriores análisis dinámicos de otras estructuras ubicadas en las zonas cercanas de la Rectoría de la UNACH.

VIII. CONCLUSIONES

El propósito de este estudio fue el de conocer el comportamiento dinámico de la estructura con base en sus propiedades dinámicas más importantes, como lo fueron los períodos de vibración. En segunda instancia, se recopiló la información más importante sobre la estructura, la cual podrá ser empleada con otros fines posteriormente. Finalmente, se establecieron ciertas recomendaciones exclusivas para esta estructura en particular sobre la correcta modelación de la estructura para posteriores estudios.

El estudio del comportamiento dinámico de la Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas se basó en tres etapas importantes:

En la primera etapa, se efectuó una labor de recopilación de la mayor cantidad de información posible que brindara un historial completo de la Rectoría; así de este modo, se obtuvieron los elementos más importantes para el estudio como las propiedades, los armados, y la distribución de los elementos estructurales y de los no estructurales. Con los límites que estableció la disponibilidad de información, se efectuó una evaluación de los diferentes estados estructurales por los que pasó la Rectoría, tales como: el estado original, el estado de daño y el estado de refuerzo.

De esta evaluación se obtuvieron tres puntos importantes: el primero fue que debido al deficiente armado transversal de las columnas se presentó un tipo de daño por corte; y en el segundo se dedujo de manera cualitativa el efecto benéfico del refuerzo efectuado en la estructura dañada, al incrementar la resistencia de los elementos estructurales y la rigidez lateral de la estructura que produciría menores períodos de vibración alejándose del período del suelo. En el tercero, se observó que debido al deslignie inadecuado de los muros de mampostería, se presentaron daños en estos elementos al participar en el comportamiento dinámico de la estructura.

La segunda etapa se caracterizó por la obtención de las propiedades dinámicas más significativas de la estructura; mediante el análisis espectral de los datos obtenidos en las pruebas de vibración ambiental se determinaron los períodos de vibración y las correspondientes formas modales de la estructura, en sus diferentes estados estructurales, estado original, estado de daño y estado de refuerzo.

De este modo, se pudo conocer y evaluar de un modo más cuantitativo el beneficio que proporcionó el refuerzo estructural efectuado en la rectoría después del daño estructural severo que ocasionó el sismo del 20 de octubre de 1995 en la estructura original.

Este beneficio se caracterizó por el incremento de la resistencia de los elementos estructurales y por el incremento de la rigidez lateral del sistema al disminuir sus períodos de vibración, como ya se había deducido anteriormente. Sin embargo, el beneficio del refuerzo hubiera sido mejor de haberse colocado elementos estructurales adicionales al refuerzo efectuado; tales como; muros de mampostería reforzada o de concreto reforzado distribuidos simétricamente. De este modo, se hubieran reducido aún más los períodos de vibración de la estructura; y también por añadir elementos estructurales adicionales se hubiera incrementado aún más la resistencia ante cargas laterales.

Es importante mencionar una limitante del sistema de refuerzo, es que si en algún evento sísmico importante llega a ocasionar daño estructural, sus períodos de vibración se incrementarían hasta acercarse al período del terreno.

La tercera etapa se efectuó en dos partes. En la primera se elaboraron y se calibraron dos modelos en el programa SAP2000, estos modelos corresponden a la estructura original y a la reforzada. Posteriormente, en la segunda parte se analizaron dinámicamente los modelos calibrados al aplicarles el sismo registrado el 20 de octubre de 1995, con la finalidad de conocer su respuesta dinámica de manera más precisa en función del tiempo y finalmente compararla con las especificaciones de la normatividad vigente.

El método de vibración ambiental proporcionó información valiosa, al existir mediciones después del sismo y del refuerzo estructural, para calibrar los modelos matemáticos de acuerdo a los períodos de vibración obtenidos previamente.

Las correlaciones logradas entre las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos y los valores experimentales, mostraron que se puede lograr una adecuada concordancia, siempre y cuando se consideren todos los elementos estructurales y los llamados no estructurales que contribuyen significativamente en la rigidez y masa de la estructura, de lo contrario se pueden presentar diferencias significativas entre dichas características.

El modelo calibrado de la estructura original se empleó en varias ocasiones para generar a su vez otros modelos, que complementaran el conocimiento de la respuesta dinámica de la estructura en función del tiempo.

De este modo, se efectuaron cinco modelos en donde en los primeros tres se realizó un análisis paso a paso lineal con cada una de las componentes del registro de manera independiente. De estos modelos, se observó que aunque las dos componentes horizontales tienen gran similitud en forma y amplitudes, la componente Este-Oeste con la mayor aceleración registrada produjo una mayor respuesta de la estructura que la componente Norte-Sur. En cuanto a la componente vertical, la respuesta obtenida fue considerablemente pequeña debido a la gran rigidez vertical de la estructura.

En un cuarto modelo se efectuó un análisis lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del registro debido a que la componente vertical del registro no resultó importante en la respuesta dinámica de la estructura como las otras dos componentes. En este modelo se efectuó una revisión de los estados de servicio y resistencia establecidos en la normatividad vigente, y se observó que la estructura original no cumplió con ninguno de ambos estados, debido a que tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos obtenidos del análisis dinámico fueron superiores a las resistencias y a los desplazamientos máximos permitidos en las columnas.

Es por esto, que el tipo de daño por cortante presentado en la Rectoría después del sismo concuerda con la escasa resistencia de columnas y muros a fuerza cortante; debido a un armado transversal insuficiente que se caracterizó por una gran separación de estribos en las columnas, y a un desligue estructural incorrecto de los muros de mampostería.

En un quinto modelo, se incorporaron los efectos de no-linealidad en el análisis paso a paso con las dos componentes horizontales del registro, debido a que de acuerdo al daño estructural presentado en la Rectoría después del sismo asumió un posible comportamiento no-lineal. Como consecuencia de ese comportamiento no-lineal se obtuvieron desplazamientos permanentes muy pequeños en la dirección de la componente del registro con la mayor aceleración, Este-Oeste. También se obtuvo una respuesta inferior a la obtenida del análisis lineal efectuado previamente, en cuanto a los desplazamientos y los elementos mecánicos en las columnas.

Posteriormente, se empleó el modelo calibrado correspondiente a la estructura reforzada, con el fin de poder evaluar cuantitativamente el beneficio del refuerzo efectuado en la Rectoría al realizar un análisis lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del registro. También se verificó la respuesta obtenida del análisis con los estados de servicio y de resistencia establecidos en la normatividad vigente, y se observó que la estructura reforzada cumple con ambos requisitos satisfactoriamente; en donde, tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos de las columnas y los muros, fueron inferiores a las resistencias y a los desplazamientos máximos permitidos en las columnas.

IX. APENDICE

PLANOS ORIGINALES

PLANO E-1
(Cimentación)

PLANO E-2
(Losa de Azotea)

PLANO E-3
(Notas de muros desligados y losas aligeradas)

X. BIBLIOGRAFIA

Aguilar, J. A., Case Studies of Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City, 1995.

Aguilar, J. A., Ramírez C. M., Cruz D. R., Rehabilitación de un Edificio de Losa Reticular Dañado por Sismo y Evaluación Experimental de sus Características Dinámicas, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 2002, Puebla, México.

Bucla David, McLachlan Wayne, Applied Electronic Instrumentation and Measurements, 1992.

Chopra Anil K., Dynamics of Structures, 1995, Editorial Prentice Hall, 1st Edition.

Computers and Structures Inc., SAP 2000 Analysis Reference Volume 1 and 2, 1997, Berkeley California.

Computers and Structures Inc., SAP 2000 Basic Analysis Reference, 1997, Berkeley California.

Computers and Structures Inc., SAP 2000 Graphic User Interface Manual, 1997, Berkeley California.

Computers and Structures Inc., SAP 2000 Tutorial Manual, 1997, Berkeley California.

Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1993.

Departamento del Distrito Federal, Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1994, Editorial Trillas, Segunda Edición.

Dowrick David J., Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects, 1977, Ed. Wiley, 2nd Edition.

- Fuentes Luis R., Modelos Calibrados de Un Edificio Instrumentado, 2000, Ciudad Universitaria, México D.F.
- Gómez A., Cruz R, Sismo del 20 de Octubre de 1995, 1995, Red Interuniversitaria de Instrumentación Sísmica.
- Gómez A., Cruz R, Santos F., Zonificación Sísmica de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.
- Harris Cyril M., Shock and Vibration Handbook, 1961, Ed. Mc Graw Hill, 3rd Edition.
- Housner G. W., Characteristics of strong-motion earthquakes, 1947, Bulletin of the Seismological Society of America.
- Kinematics Systems, Seismic Workstation Software, 1979, Pasadena California.
- Kinematics Systems, Solid State Recorder (SSR-1), 1979, Pasadena California.
- Kramer Steven L., Geotechnical Earthquake Engineering, 1996, Prentice Hall.
- Lee Vincent W., Trifunac Mihailo D., Current Developments in Data Processing of Strong Motion Accelerograms, 1996, University of South California, Report No. 84-01.
- Levine Maria B.P., Accelerogram Processing using Reliability Bounds and Optimal Correction Methods, 1990, California Institute of Technology, Report No. EERL 90-02.
- Murià Vila, D, J. Torres, L. Fuentes y R. González, Incertidumbre en la Estimación de las Frecuencias Naturales de Vibración en Edificios de la Ciudad de México, 1997, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Murià Vila, D, González A. R., Propiedades Dinámicas de Edificios de la Ciudad de México, 1995, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51.

Narcia L. C., Tovilla Z. L. A., Propuesta de Rehabilitación Estructural para el Edificio de Rectoría de la UNACH, 1999, UNACH.

Paulay, T., W. Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992, John Wiley & Sons Inc.

